



TITLE:

# 引張軟化特性を考慮したコンクリートの破壊性状に関する研究(Dissertation\_全文)

AUTHOR(S):

内田, 裕市

---

CITATION:

内田, 裕市. 引張軟化特性を考慮したコンクリートの破壊性状に関する研究. 京都大学, 1993, 博士(工学)

ISSUE DATE:

1993-11-24

URL:

<https://doi.org/10.11501/3073228>

RIGHT:

新 制
工
935
京大附図

# 引張軟化特性を考慮したコンクリートの 破壊性状に関する研究

1993年 6 月

内 田 裕 市



# 引張軟化特性を考慮したコンクリートの 破壊性状に関する研究

1993年6月

内 田 裕 市





# 目 次

1	序論	1
1.1	本研究の背景と目的	1
1.2	コンクリートの引張軟化特性	2
1.3	本論文の構成	5
	＜参考文献＞	5
2	曲げ試験に基づく引張軟化曲線の推定と計測	11
2.1	まえがき	11
2.2	仮想ひびわれモデルの FEM への組込み	12
2.3	引張軟化曲線と切欠きはりの荷重－変位曲線	13
2.4	引張軟化曲線の推定方法	14
2.4.1	曲げ試験から引張軟化曲線を求める理論	14
2.4.2	J 積分法	15
2.4.3	新 J 積分法	16
2.4.4	修正 J 積分法	17
2.5	各種コンクリートの引張軟化特性の計測	20
2.5.1	実験概要	20
2.5.2	実験結果と考察	20
2.6	まとめ	21
	＜参考文献＞	22
3	コンクリートの曲げ強度の寸法依存性	35
3.1	まえがき	35
3.2	本研究の目的と Gustafsson, Hillerborg らの研究	36
3.3	曲げ強度の寸法依存性に関する解析と算定式	37
3.3.1	曲げ強度の寸法依存性のメカニズム	37
3.3.2	曲げ強度に対する引張軟化特性とはり高さの影響	38
3.4	実験結果との比較	39
3.5	断面解析による曲げ供試体の荷重－変位曲線の推定	40
3.6	まとめ	41
	＜参考文献＞	41
4	鋼繊維補強コンクリートの曲げ破壊性状と引張軟化曲線	51
4.1	まえがき	51
4.2	試験および解析方法	51
4.3	曲げ破壊性状と曲げ強度の試験結果	52

4.4	引張軟化曲線と破壊エネルギー	53
4.4.1	破壊エネルギー $G_F$	53
4.4.2	修正 J 積分法により求めた引張軟化曲線	53
4.4.3	引張軟化曲線のモデル	53
4.5	曲げ試験時のピーク荷重	54
4.6	曲げ強度の寸法依存性	55
4.7	荷重－変位曲線に及ぼす材料特性の影響	55
4.8	まとめ	56
	<参考文献>	56
5	寸法依存性に着目した低鉄筋 RC はりの曲げ破壊性状	72
5.1	まえがき	72
5.2	実験概要	73
5.2.1	供試体の種類	73
5.2.2	載荷および計測方法	73
5.2.3	限界耐力の定義	74
5.3	限界耐力の算定方法	74
5.3.1	従来法	74
5.3.2	曲げ強度の寸法依存性を考慮したひびわれ発生耐力 $P_{cr2}$ および鉄筋降伏耐力 $P_{y2}$	75
5.4	実験結果と考察	76
5.4.1	巨視的なひびわれおよび破壊性状	76
5.4.2	$P_u/P_{cr}$ 、 $\delta_{max}/l$ と破壊性状	76
5.4.3	コンクリートのひずみ分布性状	77
5.4.4	限界耐力の実験値と算定値の比較	77
5.4.5	破壊の安定性と載荷方法	79
5.4.6	RC はりの破壊形態と最小鉄筋比の考え方	80
5.5	まとめ	81
	<参考文献>	82
6	分布ひびわれモデルによるコンクリートのひびわれの有限要素解析	99
6.1	まえがき	99
6.2	ひびわれの破壊力学的モデル	99
6.3	要素特性および解析方法	101
6.3.1	要素特性	101
6.3.2	要素剛性の評価と求解法	102
6.4	解析結果と考察	104

6.4.1	モードI荷重下の解析 . . . . .	104
6.4.2	混合モード荷重下のひびわれ進展解析 . . . . .	107
6.5	まとめ . . . . .	109
	<参考文献> . . . . .	110
7	結論 . . . . .	125
	<謝辞> . . . . .	128



# 1 序論

## 1.1 本研究の背景と目的

コンクリートの引張強度は圧縮強度に比べると数段に小さいため、部材中に発生する圧縮応力はコンクリートで分担させ、引張応力はコンクリートの強度を期待せずに鉄筋で分担させようとするのが、鉄筋コンクリートを構造部材として用いる場合の発想の原点であり、現在の設計の基本でもある。そのため、通常の鉄筋コンクリート部材では、コンクリートの引張強度が構造物の終局耐力に対して直接的に大きな影響を与えるということはまれであり、たとえば曲げを受ける鉄筋コンクリート部材の断面設計では、「コンクリートの引張強度は無視する」という仮定が用いられてきているように、鉄筋コンクリートの設計においては、コンクリートの引張特性そのものは、それほど重要視されてはこなかった。

ところが、「コンクリート工学」は「ひびわれ工学」と言っても過言でないほど、最近のコンクリートに関連する技術の多くは、外力その他の各種原因によるひびわれの発生・伝播の予測、評価、防止、検出、補修などに関連している。たとえば、鉄筋コンクリート構造物の設計においても、耐久性の面からひびわれが重要視されるようになり、構造物の耐久性を確保するためにひびわれ幅を制御することが行われるようになってきた [1]。ただ、そこで用いられている設計式は、多分に経験に基づいたものであり、ひびわれの発生ならびに進展に関してのより高精度の予測手法の開発が望まれているのが現状である。

また、最近のコンピュータの高性能化は著しく、有限要素法に代表されるような構造解析が、パソコンレベルでも簡単に行われるようになり [2]、コンクリート材料あるいは鉄筋コンクリートを対象とした数値解析に関心が高まるとともに、エネルギー関連施設等の重要構造物へのコンクリートの利用拡大にともない、より高精度の数値解析法あるいは解析モデルの必要性が増している。一般に、コンクリート構造物が最大耐力点に達するまでの力学挙動は著しい非線形性を示す。この非線形性の原因としては、構成材料であるコンクリートと鉄筋そのものの塑性、コンクリートのひびわれ、およびコンクリートと鉄筋の界面における塑性的挙動などがある。なかでも、引張ひびわれの発生・進展に起因する非線形性の寄与が大きいことはよく知られていることである。したがって、コンクリートの数値解析では引張ひびわれのモデル化、あるいはひびわれを生じたコンクリートのモデル化が重要なポイントである [3]。

また、一方では、コンクリート構造物が一段と大型化する傾向の中で、供試体寸法が大きくなるにつれて見かけの強度が減少する、いわゆる強度の寸法依存性が問題となっている [4]。コンクリートに寸法依存性が存在することは古くから実験的には知られており、現在の土木学会コンクリート標準示方書 [1] の中でも、ごく

限られた箇所ではあるが、寸法依存性が考慮されるようになっている。しかしながら、それらはいずれも実験式であるために、適用範囲が著しく限られるという問題がある。そのため、寸法依存性を理論的かつ定量的に推定するための、より基本的な力学モデルに基づいた手法の開発が望まれている。その一つとして、コンクリートのひびわれの進展にともなう破壊現象に対して、引張軟化特性を考慮するようにしたいいわゆるコンクリートの破壊力学が最近注目されている [5][6][7]。

以上のような背景のもと、本研究では、主にコンクリートの引張破壊が部材全体の挙動を支配しているような破壊現象について検討することとし、その際、特に解析的に検討する場合に、コンクリートの引張応力下の破壊エネルギー (fracture energy, 単位投影面積のひびわれの形成に必要なエネルギー) や引張軟化曲線 (tension softening diagram, ひびわれの成長にともなって減少する引張伝達応力とひびわれ幅または引張ひずみの関係) などの引張軟化特性を考慮するいわゆる破壊力学的手法を用いた。本論文では、まずはじめにコンクリートの引張軟化特性そのものの計測方法について検討する。その後、普通コンクリートの曲げ強度の寸法依存性、および鋼繊維補強コンクリートの曲げ破壊性状について特に引張軟化特性に着目して検討する。さらに、コンクリートの曲げ強度が大きな影響を及ぼすと考えられる低鉄筋コンクリートはりの破壊性状について検討することとした。最後には、引張軟化特性を有限要素解析に組込んだ場合に生じる問題点について検討する。

## 1.2 コンクリートの引張軟化特性

コンクリートの一軸引張試験を通常の耐圧試験機で行うと、最大荷重点で瞬間的に破断面が形成され完全に耐荷力を失い、図 1.1 に示すように最大荷重点以降の曲線がない荷重-変形曲線 (応力-ひずみ曲線) となる。このような最大耐力点で急激に破壊が進行する破壊現象は一般的には脆性破壊と呼ばれ、通常のコンクリートの場合には引張荷重下ばかりでなく曲げ荷重下でも生じ、また高強度のコンクリートの場合には圧縮荷重下においても生じる。したがって、従来よりコンクリートは脆性材料として考えられてきた。なお、有限要素法によるコンクリートの数値解析が始められた初期の頃は、引張特性として図 1.1 のような弾性-脆性破壊モデルが用いられていた [8][9]。

一方、金属材料の分野では、脆性破壊に対して古くから関心がもたれ、その現象の解明あるいは予測のために Griffith の理論を源とする破壊力学が発展し、現象の解明に成功をおさめてきた [10]。そこで、1961 年に Kaplan が初めてコンクリートの破壊靱性パラメータ ( $G_c$ : 限界エネルギー解放率) を報告して以来 [11]、多くの研究者がコンクリートに対して破壊力学の適用を試みてきた [12][13]。しかしながら、そこで得られた結果は、研究者によって、あるいは試験条件によって非常にばらつきが大きく [14][15]、破壊力学がコンクリートに適用可能か否か長い間、議論

が続けられた。また、実験で得られた破壊靱性パラメータは、破壊現象の定性的な説明あるいは品質評価の尺度として利用されるにとどまり、より有効な利用法あるいは必要性は見いだされなかった。

コンクリートの破壊靱性パラメータが試験方法や供試体の寸法に影響される原因は、切欠きあるいは巨視的に開口したひびわれの先端には微細ひびわれの蓄積による破壊進行領域 (fracture process zone) が形成されるためと考えられている。金属材料の場合には、ひびわれ先端の応力の特異場は塑性変形によって緩和されるのに対して、コンクリートの場合には微細ひびわれの発生によって緩和されるという違いがある。

破壊進行領域の大きさについては試験条件によって異なると考えられるが、数 cm から数十 cm という報告がある [13][16]。したがって、線形破壊力学はひびわれ先端での非線形領域の大きさが供試体寸法に比べ十分に小さいことを前提としているため、コンクリートにこれを適用するにはかなり大きな供試体が必要となる。さらに、仮に十分大きな供試体を用いて破壊靱性パラメータを求めたとしても、その適用の対象となる構造物は巨大なものに限られることになる。

したがって、コンクリート材料においては、この破壊進行領域の特性を解明し、モデル化することが極めて重要であり、これに関連した研究が始まったのは 1970 年代後半から 1980 年代前半にかけてのことである。その中で特筆すべきものが、Hillerborg らのグループによって提案された“仮想ひびわれモデル (Fictitious Crack Model)”であり [17][18][19][20]、また、その後に同様の考え方に基づいて Bažant らが提案した“ひびわれ帯モデル (Crack Band Model)”である [21]。これらのモデルを簡単に説明すれば以下の通りである。

コンクリート供試体の一軸引張試験を高剛性試験機を用い、場合によっては制御方法を工夫することで、図 1.2 に示すように最大荷重点以降も含んだ完全な荷重－変形関係を得ることができる。このとき、供試体は最初は弾性的に挙動し、最大荷重点に近づくにつれて、供試体全体に微細ひびわれが生じて非線形性を示すようになる。その後、ある一断面がそれ以上の荷重に耐えられなくなると荷重は最大に達し、さらに供試体を変形させようとする、その断面付近に微細なひびわれが集中していわゆる破壊領域を形成し、遂には供試体は破断する。最大荷重点以降、供試体にさらに加えられる変形は破壊領域で吸収され、破壊領域以外の非破壊領域は弾性除荷する。したがって、供試体全体の変形は破壊領域の非回復性の変形と非破壊領域の変形との和として表される。この破壊領域を 1 本の仮想のひびわれとし、破壊領域の非回復性の変形をひびわれ幅  $w_c$  で表したものが“仮想ひびわれモデル”である。また、破壊領域をある幅  $w_c$  で考え、この幅の中で非弾性ひずみが一様に生じ、それ以外の領域は弾性としたものが“ひびわれ帯モデル”である。以上のことを図に表したものが図 1.3 である。これらのモデルにおいて、破壊領域の特性として与える伝達応力と仮想ひびわれの幅  $w$  の関係、あるいは伝達応力とひびわれ



帯内の非回復性ひずみ  $\varepsilon_w$  の関係が、“引張軟化曲線”と呼ばれるものである。さらに、この引張軟化曲線下の面積が“破壊エネルギー  $G_F$ ”であり、単位投影面積当たりのひびわれの進展に消費されるエネルギーと考えることができ、このことが破壊力学の基本概念と結びつき、これらのモデルが“コンクリートの破壊力学モデル”と呼ばれるゆえんである。すなわち、これらのモデルの特徴を一言で言えば、破壊（ひびわれの進展）に対してエネルギー規準を導入したことである。

このようにして得られた引張破壊のモデルを、切欠き先端あるいは巨視的に開口したひびわれ先端部に適用することで、ひびわれの進展にともなう供試体の破壊挙動を表すことができる。図 1.4 に示すような切欠き供試体において、もし材料が線形弾性体であれば、切欠き先端の応力は無限大になる（図中 a）。ところが、コンクリートの場合には、前述のように切欠き先端部には微細ひびわれが蓄積される破壊領域が形成され、応力集中はかなり低減され、応力分布は図 1.4 中 b のようになると考えられる。この切欠き先端部の破壊領域の特性を、一軸引張破壊時に生じる破壊領域のそれと同様であると考えれば、切欠きあるいはひびわれを有する供試体の挙動は図 1.5 のようにモデル化することができる。すなわち、切欠きあるいはひびわれ先端部の破壊領域（図 1.5 中 (a)）を仮想ひびわれでモデル化し、仮想ひびわれの各位置のひびわれ面にそこでのひびわれ幅に応じ引張軟化曲線から定まる結合力（ひびわれを閉じさせる力）を作用させればよいのである。

仮想ひびわれモデルあるいはひびわれ帯モデルが提案された後、これらのモデルは多くの研究者に受け入れられ、これを契機に、いわゆるコンクリートの破壊力学に関する研究が急速に活発となった。その理由の一つとしては、これらのモデルが有限要素法あるいは境界要素法などの数値解析に組込むことを前提としており、しかもその組込みが極めて容易であったことが考えられる（具体的な組み込み方法については次章以降に述べる）。また、これらのモデルが提案された頃よりハードウェア、ソフトウェアを含めコンピュータが急速に発達し、数値解析を行う上での環境が著しく向上したことも一因であろう。さらに、もっとも重要なことは、これらのモデルを用いることで、強度の寸法依存性を解析的に、しかも実験結果とも比較的良好に一致する形で説明できるようになったこと、ならびにそれまでの有限要素解析で問題であった、解析結果の“要素寸法依存性”を解消できるようになったことである [22]。

なお、仮想ひびわれモデルあるいはひびわれ帯モデルは、コンクリートの引張破壊時の破壊進行領域（が供試体全体の挙動に対して与える影響を表すため）の力学モデルである。しかしながら、現在も破壊進行領域に関しては、レーザースペックル法などの光学的計測法 [23]、あるいは X 線造影撮影法 [24] により供試体表面の変形状況や内部の微細ひびわれの観察が盛んに行われてはいるが、破壊進行領域内で実際にどのような力学的現象が生じているのかは、いまだ、決して解明されたとは言えない状態と思われる。

### 1.3 本論文の構成

本論文は、コンクリートの引張軟化曲線の計測方法、引張軟化特性を考慮したコンクリートの破壊性状、および引張軟化特性を有限要素法に組込んだ場合に生じる問題点について論じたものであり、7章から構成されている。

第2章では、コンクリートの引張軟化曲線の計測方法について述べる。引張軟化特性を組込んで解析を行う場合、入力データとして引張軟化曲線が必要となる。コンクリートの引張軟化曲線を直接的に計測するには、コンクリート供試体の一軸引張試験を行えばよいが、この試験は決して容易とは言えない。その中で本研究では、簡単な曲げ試験から引張軟化曲線を推定する方法を提案する。

第3章では、引張軟化特性を考慮することで再現することができるコンクリートの曲げ強度の寸法依存性について検討し、曲げ強度の簡単な推定式を提案する。寸法が異なる場合のコンクリートの曲げ強度を引張軟化特性を考慮して求めるには、有限要素法あるいは境界要素法などのいわゆる数値解析が必要となり、これは実際の設計等では煩雑である。そこで、コンクリートはり供試体の曲げ強度についてパラメトリックな数値解析を行い、その結果より寸法依存性を考慮した曲げ強度の推定式を提案する。

第4章では、引張軟化特性が普通コンクリートと比べると著しく異なる鋼繊維補強コンクリートを対象とし、その曲げ破壊性状や寸法依存性について特に引張軟化曲線に着目して実験ならびに数値解析により検討した結果について述べる。

第5章では、コンクリートの曲げ強度が部材全体の破壊性状に対して大きな影響を与えると考えられる低鉄筋コンクリートはりの破壊性状について述べる。ここでは特に、ひびわれ発生強度の寸法依存性に着目して、低鉄筋コンクリートはりの基本的な破壊性状について検討するとともに、引張軟化を考慮した低鉄筋コンクリートはりのひびわれ強度および降伏強度の算定法についても述べる。

第6章では、コンクリートの有限要素解析において、分布ひびわれモデル (smeared crack model) に引張軟化特性を組込んだ場合の問題点について述べる。前章までの解析においては、離散ひびわれモデル (discrete crack model) を用いるのに対して、本章では分布ひびわれモデルを用いることとし、その際に生じる問題点として、ひびわれの局所化、ストレスロッキング (stress locking) について述べる。

第7章は、第2章から第6章までに得られた結果を総括するとともに、今後に残された課題について述べ、本論文の結論とする。

なお、本論文の第2章から第6章は、それぞれ文献 [25] から [29] としてすでに公表したものを再度まとめたものである。

## 参考文献

- [1] コンクリート標準示方書 (平成 3 年版), 設計編, 土木学会, 1991.9
- [2] 例えば、申 鉉穆: 繰り返し面内力を受ける鉄筋コンクリート部材の有限要素解析, 東京大学博士論文, 1988.6
- [3] 例えば、吉川弘道: コンクリート構造物の設計手法としての FEM 解析 (その 5), コンクリート工学, Vol. 30, No. 9, pp. 65-71, 1992.2
- [4] 例えば、塩屋俊幸, 長谷川俊昭: コンクリート構造物の寸法効果, コンクリート工学, Vol. 30, No. 8, pp. 5-15, 1992.8
- [5] 三橋博三: コンクリートの破壊力学の現状と展望, コンクリート工学, Vol.25, No.2, pp.14-25, 1987
- [6] コンクリートの破壊力学研究委員会: コンクリート構造物の破壊力学に関するコロキウム第 1 部・委員会報告, 日本コンクリート工学協会, JCI-C19, 1990.3
- [7] 三橋博三, 白井伸明, 六郷恵哲: コンクリート構造への破壊力学の応用, コンクリート工学, Vol.30, No.6, pp.5-17, 1992.6
- [8] Ngo, D. and Scordelis, A. C.: Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams, ACI Journal, Vol.64, No.3, 1967.3
- [9] Rashid, Y.R.: Analysis of Prestressed Concrete Pressure Vessels, Nuclear Engineering and Design, Vol.7, No.4, pp.334-344, 1968.4
- [10] 岡村弘之: 線形破壊力学入門, 倍風館, 1976
- [11] Kaplan, M.F.: Crack Propagation and the Fracture of Concrete, ACI Journal, Vol.58, No.5, pp.591-609, 1961.11
- [12] Mindess, S.: The Application of Fracture Mechanics to Cement and Concrete: A Historical Review, Fracture Mechanics of Concrete, Wittmann, F.H. ed., pp.1-30, Elsevier, 1983
- [13] Carpinteri, A.: Application of Fracture Mechanics to Concrete Structures, Journal of Structural Division, Proc. of ASCE, Vol.108, No. ST4, pp.833-848, 1982.4
- [14] 大岸佐吉, 小野博宣: セメントペースト, モルタルの破壊靱性に及ぼす試験要因効果, コンクリート工学, Vol. 25, No. 2, pp.113-125, 1987.2

- [15] 大岸佐吉, 小野博宣: コンクリートおよび繊維補強モルタルの破壊力学特性値 ( $G_{IC}$ ,  $G_F$ ) に及ぼす試験要因の影響, コンクリート工学, Vol.26, No.2, pp.103–118, 1988.2
- [16] Bažant, Z.P.: Mechanics of Fracture and Progressive Cracking in Concrete Structures, Fracture Mechanics of Concrete: Structural application and numerical calculation, Sih, G.C. and DiTomasso, A. ed., pp.1–94, Martinus Nijhoff Publishers, 1985
- [17] Hillerborg, A., Modéer, M. and Petersson, P.E.: Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by Means of Fracture Mechanics and Finite Elements, Cement and Concrete Research, Vol.6, pp.773–782, 1976
- [18] Hillerborg, A.: A Model for Fracture Analysis, Report TVBM–3005, Division of Building Materials, University of Lund, Sweden, 1978
- [19] Modéer, M.: A Fracture Mechanics Approach to Failure Analysis of Concrete Materials, Report TVBM–1001, Division of Building Materials, University of Lund, Sweden, 1979
- [20] Petersson, P.E.: Crack Growth and Development of Fracture Zones on Plain Concrete and Similar Materials, Report TVBM–1006, Division of Building Materials, Lund Institute of Technology, Sweden, 1981
- [21] Bažant, Z.P. and Oh, B.H.: Crack Band Theory for Fracture of Concrete, Materials and Structure, Vol.16, No.93, pp.155–177, 1983
- [22] Rots, J.G., Nauta, P., Kusters, G.M.A. and Blaauwendraad, J.: Smeared Crack Approach and Fracture Localization in Concrete, HERON, Vol.30, No.1, pp.1–48, 1985
- [23] 堀井秀之, 一宮利通: レーザースペクル法によるフラクチャープロセスゾーンの計測, 構造工学論文集, Vol.36A, 1990.3
- [24] Otsuka, K.: Detection of Fracture Process Zone in Concrete by Means of X-Ray with Contrast Medium, Fracture Mechanics of Concrete Structures, Bažant, Z.P. ed., Elsevier Applied Science, pp.485-490, 1992
- [25] 内田裕市, 六郷恵哲, 小柳 洽: 曲げ試験に基づく引張軟化曲線の推定と計測, 土木学会論文集, No.426/V-14, pp.203–212, 1991.2

- [26] 内田裕市, 六郷恵哲, 小柳 洽: コンクリートの曲げ強度の寸法効果に関する破壊力学的検討, 土木学会論文集, No.442/V-16, pp.101–107, 1991.2
- [27] 六郷恵哲, 内田裕市, 加藤英徳, 小柳 洽: 鋼繊維補強コンクリートの曲げ破壊性状と引張軟化曲線, 土木学会論文集, No.460/V-18, pp.57–64, 1993.2
- [28] 内田裕市, 六郷恵哲, 小柳 洽: 寸法依存性に着目した低鉄筋 RC はりの曲げ破壊性状, 土木学会論文集, No.451/V-17, pp.129–138, 1992.8
- [29] 内田裕市, 六郷恵哲, 小柳 洽: 仮想ひびわれモデルを組込んだ分布ひびわれモデルによるコンクリートのひびわれの有限要素解析, 土木学会論文集, No.466/V-19, pp.79–88, 1993.5

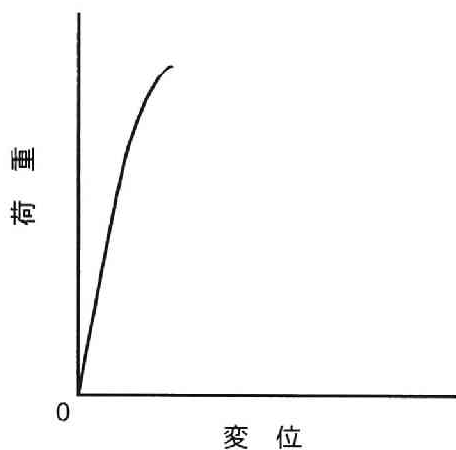


図 1.1: 通常の試験で計測される引張荷重－変位関係

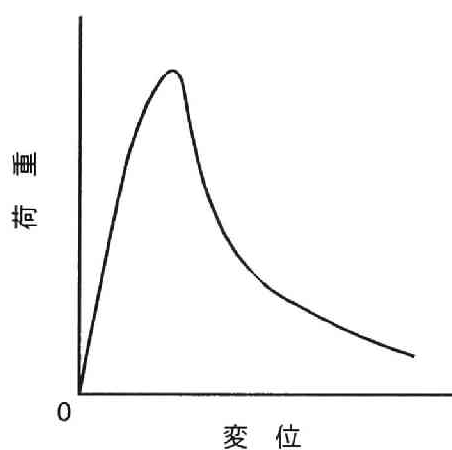


図 1.2: 完全な引張荷重－変位関係

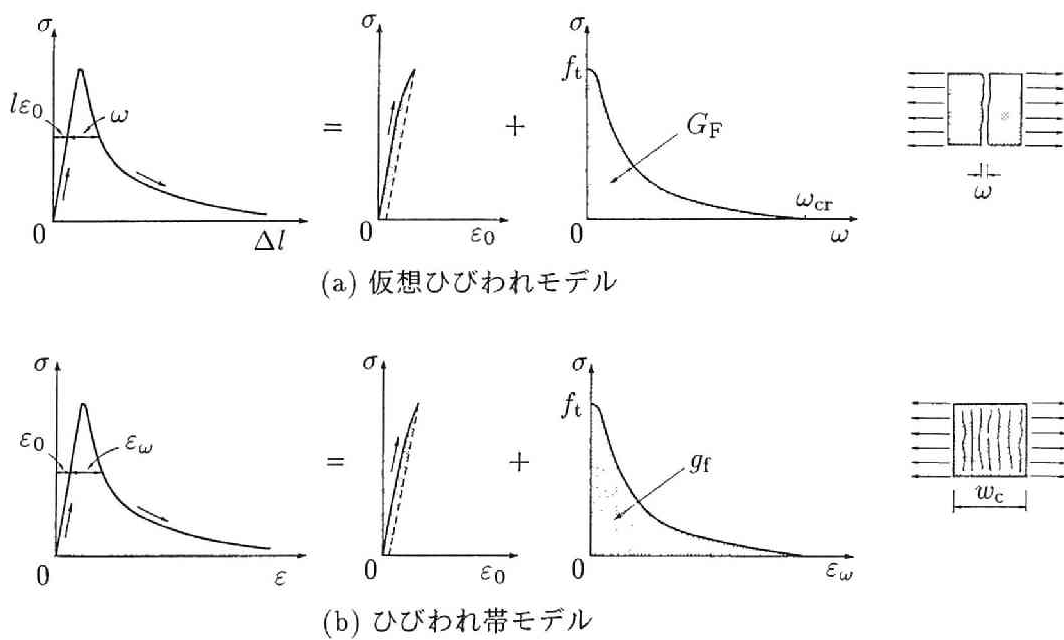


図 1.3: 引張軟化のモデル

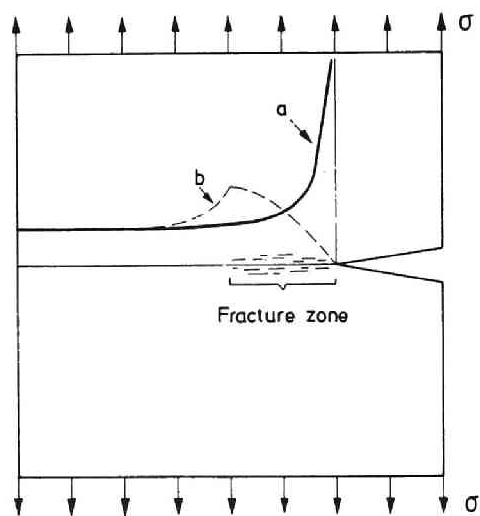


図 1.4: 切欠き先端の応力分布 (a: 線形弾性体, b: コンクリート)

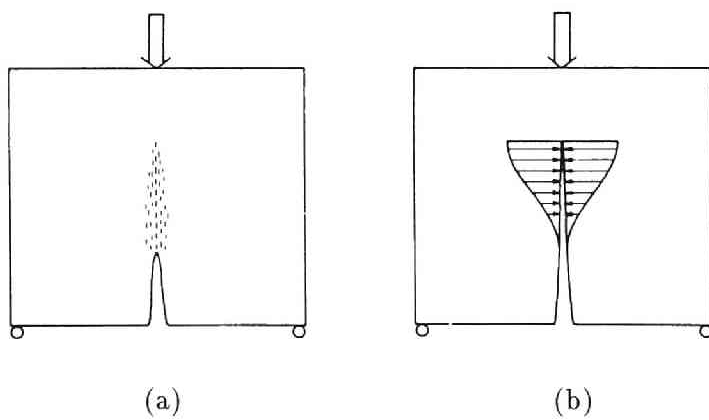


図 1.5: 仮想ひびわれモデル ((a) 破壊進行領域, (b) 仮想ひびわれによるモデル化)

## 2 曲げ試験に基づく引張軟化曲線の推定と計測

### 2.1 まえがき

近年、コンクリートの破壊に関するより詳細な議論や破壊についての高精度な予測手法の確立が必要となり、圧縮強度や引張強度などの強度特性ばかりでなく、より多くの材料特性が数値解析に組み込める形で必要とされている。

ひびわれの進展によって生じるコンクリートの破壊の特徴は、巨視的に完全に開口したひびわれの先端に、微細なひびわれが累積した破壊進行領域とよばれる非線形領域が存在することである [1]。ひびわれの生じていない弾性領域と完全なひびわれ部分との中間にあるこの破壊進行領域では、引張ひずみ (あるいは、その領域におけるひびわれ幅の総和) の増大に伴って、伝達される引張応力が減少するいわゆる引張軟化現象が生じる。

引張応力下のコンクリートの破壊エネルギー  $G_F$  や引張軟化曲線などの引張軟化特性を数値解析や理論に組み込み、ひびわれの進展によるコンクリートの破壊現象について検討しようとする、いわゆるコンクリートの破壊力学の分野では、破壊進行領域の実態把握、脆性破壊現象や強度の寸法効果の合理的解釈、コンクリートの性能評価などへの引張軟化現象の応用に加え、引張軟化特性の計測方法の確立が特に重要とされている [1]。

コンクリートの破壊エネルギーを求めるための試験法としては、切欠きを付けたはりの 3 点曲げ試験法が RILEM から提案されている [2]。一方、コンクリートの引張軟化曲線は直接引張試験から求めることが望ましいが、一般にコンクリートの引張試験を完全に制御し、最大耐力点以降の荷重-変位曲線を安定に計測することは容易でない。引張軟化曲線を求める方法としては、直接引張試験法 [3]、数値解析と実験を併用する方法 [4]、多重切断法 [5] 等が提案されてるが、これらは、特殊な試験装置、解析プログラム、あるいは高度な技巧を要し、設備の整った試験機関においてさえ決して容易な試験方法とは言えないと考えられる。

一方、Li らが提案した切欠きはりの曲げ試験から J 積分を介して引張軟化曲線を求める方法 [6]、あるいはこれを簡略化した新 J 積分法 [7] は、精度上検討すべき点はあるものの、試験自体は特殊な試験装置や計測装置を必要とせず、比較的簡便で実用的な方法であると考えられる。

本章では、切欠きはりの曲げ試験から J 積分値を介して引張軟化曲線を求める試験法について検討したものである。すなわち、Li らの J 積分法やこれを改良した新 J 積分法について理論的に考察し、さらにこれらを改良した修正 J 積分法を提案した。また、普通強度コンクリート、高強度コンクリートおよび軽量コンクリートについて修正 J 積分法により引張軟化曲線を求めるとともに、その妥当性について数値解析結果と試験結果をもとに検討したものである。



## 2.2 仮想ひびわれモデルの FEM への組み込み

Hillerborg らは コンクリート部材の巨視的なひびわれの進展過程を解析するために、有限要素法に仮想ひびわれモデルを組み込む方法を提案した [8][9]。これは、ひびわれの進展を要素節点の分離でモデル化し、分離された節点にその節点間距離(ひびわれ開口変位)に応じて引張軟化曲線から定まるひびわれ間の伝達力を等価節点力として作用させるものである。この方法は、一本の主ひびわれの進展が部材の挙動を支配しているような場合に有効である。また、この方法の特徴は、通常、非線形解析のように、荷重あるいは変位の増分を制御して解析が進められるのではなく、ひびわれの進展長さが制御される(図 2.1)。すなわち、常にひびわれの先端の要素の応力は引張強度(引張軟化開始応力)にあるものとして、ひびわれを 1 節点ずつ進めるように制御される。したがって、最大荷重点以降の下降域の計算も容易にできるのが特徴である。本研究でもこの方法を採用することとし、以下に 3 点曲げ载荷を受けるはり供試体を対象として、具体的な計算方法を示す。

図 2.2(a) は解析のあるステップで、 $i$  個のひびわれ節点が形成されている状態を示したものである。荷重  $P$  (未知量) とひびわれ節点に等価節点結合力  $F_i$  (未知量) が作用し、ひびわれ先端の要素の応力がちょうど引張強度( $f_t$ ) に達して釣り合っている。ただし、結合力  $F_i$  は開口変位  $\omega_i$  (未知量) の関数 ( $F_i = k_i \sigma(\omega_i)$ 、ここで、 $k_i$ : 結合応力を等価節点結合力に換算するための係数、 $\sigma(\omega_i)$ : 引張軟化曲線) である。供試体を線形弾性体と仮定すれば、図 (a) の状態は、図 (b) の荷重のみが作用した状態と図 (c) の各ひびわれ節点に結合力が作用した状態との重ね合わせとして解くことができる。すなわち、図 (b) において荷重  $P$  による各ひびわれ節点の開口変位  $\omega_{Pi}$  とひびわれ先端の要素の応力  $S_P$  は

$$\omega_{Pi} = a_i P \quad (2.1)$$

$$S_P = b P \quad (2.2)$$

ここで、 $a_i$  と  $b$  は弾性 FEM 解析で  $P = 1$  として求める。また、図 (c) において、各ひびわれ節点の結合力  $F_j$  による各ひびわれ節点の開口変位  $\omega_{Fi}$  とひびわれ先端の応力  $S_F$  は

$$\omega_{Fi} = \sum_{j=1}^i c_{ij} F_j \quad (2.3)$$

$$S_F = \sum_{j=1}^i d_j F_j \quad (2.4)$$

ここで、 $c_{ij}$  と  $d_j$  は弾性 FEM 解析で  $F_j = 1$  として求める。これより、 $P$ 、 $\omega_i$ 、 $F_j$  に関する式 (2.5)～式 (2.7) の連立方程式が得られる。

$$\omega_i = \omega_{Pi} + \omega_{Fi} = a_i + \sum_{j=1}^i c_{ij} F_j \quad (2.5)$$

$$f_t = S_P + S_F = bP + \sum_{j=1}^i d_j F_j \quad (2.6)$$

$$F_j = k_i \sigma(\omega_j) \quad (2.7)$$

ここで、式 (2.5) は各ひびわれ節点における開口変位の適合条件、式 (2.6) はひびわれ先端での応力の釣合いの条件、式 (2.7) は結合力と開口変位の関係 (引張軟化曲線) である。この連立方程式を解き、改めて  $P$  と  $F_j$  を外力として考えて弾性 FEM 解析を行えば、図 (a) の状態での供試体内のすべての応力状態、変形状態を求めることができる。なお、この連立方程式は、式 (2.5) と式 (2.6) は線形であるが、式 (2.7) は引張軟化曲線であり、一般には非線形である。したがって、非線形連立方程式を解く必要があり、本研究では求解法として Newton-Raphson 法を用いることで、多数折れ線あるいは連続関数でモデル化された任意の引張軟化曲線に対応できるようにした。

### 2.3 引張軟化曲線と切欠きはりの荷重－変位曲線

ここでは、引張軟化特性が切欠きはり供試体の挙動に対してどのような影響を与えるかを前節の方法により、引張軟化特性をパラメータにとって解析した結果を示す。

図 2.3 には供試体の要素分割図を示す。供試体は  $10 \times 10 \times 84\text{cm}$  (載荷スパン  $80\text{cm}$ ) であり、スパン中央に深さ  $5\text{cm}$  の切欠きを設けたものである。なお、この供試体は曲げ試験から破壊エネルギーを求める RILEM の試験法 [2] で使用される供試体を想定したものである。

図 2.4 は仮想ひびわれの構成式として用いた引張軟化曲線を示したものである。同図ではひびわれ幅 (横軸) と引張応力 (縦軸) は破壊エネルギー  $G_F$  (引張軟化曲線下の面積) と引張強度  $f_t$  を用いて無次元化してある。引張軟化曲線のモデルとしては種々のものがある。2 直線モデルでは折れ点の応力を引張強度の  $1/3$  としたモデル [3] や  $1/4$  としたモデル [10] などが提案されている。また、図 2.4 中に示した  $-3$  乗モデル [11] を含む種々の曲線モデルも提案されている。ここでは特に、実験結果との適合が比較的良好といわれている  $1/4$  モデルと  $-3$  乗モデルをとりあげ、さらに比較のために 1 直線モデルも用いた。

図 2.5 は図 2.3 に示す供試体のスパン中央に載荷した場合の荷重－変位曲線を、破壊エネルギー  $G_F$  を  $0.15\text{kgf/cm}$  として図 2.4 の -3 乗モデルを用い、引張強度を 20, 35,  $50\text{kgf/cm}^2$  と変化させて求めた解析結果である。引張強度が増加するにしたがって供試体の最大耐力は増加している。しかし、引張強度が高くなるにつれて引張強度に対する曲げ強度 (最大曲げモーメントを切欠き断面の断面係数で除した値) の比率は小さくなっている。図 2.6 は -3 乗モデルを用い引張強度を  $35\text{kgf/cm}^2$  として破壊エネルギー  $G_F$  のみを変化させた場合の荷重－変位曲線である。 $G_F$  の値は、小さい値として軽量コンクリートを想定して  $0.05\text{kgf/cm}$  を採用し、また大きい値として普通コンクリートで得られる値より若干大きめの  $0.175\text{kgf/cm}$  を、さらにそれらの中間の値として  $0.10\text{kgf/cm}$  を採用した。図 2.6 に示すとおり  $G_F$  が大きくなるにつれて耐力が大きくなっており、コンクリートの曲げ強度に対して破壊エネルギーが影響していることがわかる。図 2.7 は引張強度、破壊エネルギーが等しく引張軟化曲線の形状のみが異なる場合の結果を示したものである。特に 1 直線モデルの場合は 2 直線モデルあるいは曲線モデルの場合に比べて荷重が大きく、荷重－変位曲線の形状も全く異なっており、部材の破壊挙動を推測するうえで引張軟化曲線の形状も重要なパラメータであることがわかる。なお、2 直線モデルと -3 乗モデルをくらべると最大耐力点以降に多少の差は認められるがほぼ同一の荷重－変位曲線が得られている。したがって、モデル化した引張軟化曲線を用いて解析を行う場合には比較的単純な 2 直線モデルでも十分に実験結果を追跡できると考えられる。

以上のように、引張域においてひびわれをとまなうコンクリート部材の挙動に対しては、コンクリートの強度ばかりでなく破壊エネルギーあるいは引張軟化曲線の形状が影響していることがわかる。したがって、部材の破壊挙動を推測する場合、破壊エネルギー、引張軟化曲線といったコンクリートの引張軟化特性をどのように定めるか、あるいは計測するかは重要な課題と考えられる。そこで、以下にコンクリートの引張軟化曲線を実験的に計測する方法について述べる。

## 2.4 引張軟化曲線の推定方法

### 2.4.1 曲げ試験から引張軟化曲線を求める理論

いま、一様引張を受けるコンクリートの引張軟化曲線が次式で表されるとする。

$$\sigma = \sigma(\omega) \quad (2.8)$$

ここに、 $\sigma$ :引張応力、 $\omega$ :ひびわれ幅

単位面積当りのひびわれが、ひびわれ幅  $\omega$  に達するまでに必要とするエネルギー  $e(\omega)$  は引張軟化曲線下の面積であり、次式で表される (図 2.8)。

$$e(\omega) = \int_0^\omega \sigma(\omega) d\omega \quad (2.9)$$

なお、引張応力がちょうど 0 になるときのひびわれ幅を $\omega_{cr}$ とすれば $\sigma(\omega_{cr}) = 0$ であり、 $e(\omega_{cr})$  は破壊エネルギー  $G_F$  に一致する。式 (2.9) を逆に読みかえると、 $e(\omega)$  が実験的に求められれば、それを微分することで $\sigma(\omega)$  が求まることになる。すなわち、

$$\sigma = \sigma(\omega) = \frac{de(\omega)}{d\omega} \quad (2.10)$$

したがって、引張軟化曲線を求めるためには $e(\omega)$  が計測されればよい。

いま、図 2.9 に示すように、ひびわれの長さが  $a$ 、ひびわれ幅の分布が  $\omega(y)$  の状態を考える。この状態に至るまでにひびわれ部のみで消費されるエネルギー  $E$  は、式 (2.9) をさらにひびわれの深さ方向に積分して

$$E = b \cdot \int_0^a e(\omega(y)) dy \quad (2.11)$$

ここに、 $b$  : 供試体の幅

となる。したがって、 $E$ 、 $a$  および  $\omega(y)$  がそれぞれ実験的に計測されると上式より  $e(\omega)$  が求められ、さらに微分して引張軟化曲線が決定される。

## 2.4.2 J 積分法

Li ら [6] が提案した J 積分に基づく方法では、図 2.10 に示すように切欠き長さのみががわずかに異なる 2 体の曲げ供試体 (切欠き長さ  $n_1 < n_2$ ) について載荷試験を行い、式 (2.11) 中の  $E$ 、 $a$ 、および  $\omega(y)$  を計測、あるいは仮定して  $e(\omega)$  を求めている。なお、 $e(\omega)$  が J 積分と等価であるので、この方法を J 積分法と呼んでいる。J 積分法で対象としているひびわれは両供試体の切欠き長さの差の部分であり、そのひびわれ長さは  $a = n_2 - n_1$  である。この対象とするひびわれ部で消費されるエネルギー  $E$  は、両供試体の荷重-変位曲線 ( $P_1(\delta)$ ,  $P_2(\delta)$ ) の面積の差として求められる。ひびわれ幅の分布については、切欠き長さの差を微小にすることで、この区間では一様分布を仮定し、ひびわれ幅  $\omega$  を両供試体の切欠き先端の開口変位 ( $w_1, w_2$ ) の平均値 ( $\omega = (w_1 + w_2)/2$ ) としている。したがって、式 (2.11) から、

$$e(\omega) = \frac{E(\omega)}{b \cdot a} \quad (2.12)$$

ここに、 $\omega = \omega(\delta) = (w_1(\delta) + w_2(\delta))/2$ ,  $E(\omega) = E(\omega(\delta)) = \int_0^\delta (P_1(\delta) - P_2(\delta))d\delta$ ,  
 $a = n_2 - n_1$

となり、式 (2.12) を微分すれば引張軟化曲線が推定される。

J 積分法を検証する目的で、有限要素法による切欠きはりの解析結果に J 積分法を適用した結果、同方法は解析上は非常に精度がよいが、実測値に J 積分法をそのまま適用すると、ばらつきの大きい引張軟化曲線が推定される傾向のあることが明らかとなっている [12]。その原因は式 (2.12) に示すように、J 積分法では 2 つの供試体の試験結果の差を用いるために、計測値のばらつきを拡大して取り入れてしまう可能性があるためである。すなわち、J 積分法の欠点は 1 本の引張軟化曲線を推定するために、2 体の計測結果を必要とすることであり、このことが試験を繁雑にするばかりでなく、不安定な試験結果を導く原因ともなるのである。

### 2.4.3 新 J 積分法

J 積分法を簡略化して 1 体の供試体の計測結果のみから引張軟化曲線を推定する方法が提案されている [7]。すなわち、J 積分法において、2 種類の切欠きのうち 1 種類の切欠きの長さを大きくして、供試体の上縁まで切欠きを入れた仮想の供試体を考え、これと実際の供試体との間に J 積分法を適用しようとしたものである。この簡略化が、式 (2.11) を解く上でどのような操作に対応しているかを以下に示す。ひびわれ長さ  $a$  は両供試体の切欠き長さの差であるから、実際の供試体のリガメント長さ (供試体の高さから切欠きの長さを引いたもの) を  $a_0$  とすれば  $a = a_0$  となる。ひびわれ幅  $\omega$  については切欠き先端の開口変位の平均値であるから、仮想の供試体の開口変位は常に 0 であるので、実際の供試体の開口変位を  $w$  とすれば  $\omega = w/2$  である。また、ひびわれ部で消費されるエネルギー  $E$  は、実際の供試体の荷重-変位曲線下の面積となり、供試体に加えられるエネルギーはすべてひびわれ部で消費されることになる。以上の操作により、式 (2.11) は次式のようになる。

$$E(\omega) = A_{\text{lig}} e(\omega) \quad (2.13)$$

ここに、 $A_{\text{lig}}$  はリガメント面積 ( $= ba_0$ )

一方、ひびわれ幅が  $\omega$  に達するまで、すなわち切欠き先端の開口変位が  $w$  ( $= 2\omega$ ) に達するまでに供試体に加えられるエネルギーは、開口変位が  $w$  のときの荷重点変位を  $\delta_w$  とすると、荷重-変位曲線を積分して、

$$E(\omega) = \int_0^{\delta_w} P(\delta) d\delta \quad (2.14)$$

であるから、 $e(\omega)$  は次式で与えられる。

$$e(\omega) = \frac{1}{A_{lig}} \int_0^{\delta_w} P(\delta) d\delta \quad (2.15)$$

なお、式 (2.14) 中の荷重－変位曲線  $P(\delta)$  には供試体の自重による影響を補正するために、付加的な荷重として供試体重量の 1/2 を加えたものを用いる。

さらに、新 J 積分法を簡単に表すならば、図 2.11 のようになる。すなわち、新 J 積分法は、はり供試体の破壊をひびわれ幅がはり供試体の切欠き先端の開口変位の半分でしかもひびわれ部以外は剛体である架空の一軸引張供試体の破壊に置き換え、その両者でひびわれ部で消費されるエネルギーが等しいとしたものである。

新 J 積分法を検証するために、切欠きはりの有限要素法による解析結果に対して新 J 積分法を適用してみた。供試体は図 2.3 に示したものと同様のものである。有限要素解析で入力した引張軟化曲線は図 2.4 の 2 直線モデルと曲線モデルである。図 2.12、図 2.13 に入力した引張軟化曲線と新 J 積分法で推定された軟化曲線を示す。曲線モデルの場合には、ひびわれ幅が小さい領域で、入力値にくらべ応力が低く推定されている。また、2 直線モデルの場合には、推定された曲線は折れ点の座標が図中左上方向に移動した形状になっている。さらに、いずれのモデルの場合でも、引張強度は入力値と一致していない。これらの誤差の原因としては、リガメント内における圧縮域とひびわれがまだ発生していない領域を無視していること、ひびわれ部以外の領域で蓄えられる弾性ひずみエネルギーを考慮していないこと、およびひびわれ幅の分布を一樣として、しかもその幅を切欠き先端の開口変位の半分としていることがあげられる。

しかしながら、新 J 積分法は、実験値に適用した場合でも J 積分法に比べてばらつきが少ない安定した軟化曲線が得られ、軟化曲線の概略を求める場合、あるいは材料の引張軟化曲線を相対的に比較するような場合には有効な方法と考えられる。また、新 J 積分法の試験は破壊エネルギーを求める RILEM の試験法に準じてを行うことができるので破壊エネルギーも同時に計測することができる点が合理的である。

#### 2.4.4 修正 J 積分法

上述の新 J 積分法において設けた仮定をまとめると以下のようになる。

- i) ひびわれ長さはリガメント長さとする。
- ii) 供試体に加えられたエネルギーはすべてひびわれ部のみで消費されるとする。
- iii) ひびわれ幅は切欠き先端の開口変位の半分で分布は一樣とする。

これら3つの仮定はいずれも誤差の原因であり検討を要する事項である。ここで、推定精度の向上を目的として、新J積分法を一部修正した修正J積分法を提案する。修正に際して上記3つの仮定について検討した結果、i) と ii) については修正せず、iii) のみを修正することとした。すなわち、ひびわれ長さを実験的に検出すること、および弾性ひずみエネルギーだけを加力エネルギーから分離して求めることは、特殊な計測装置あるいは繰返し载荷のような複雑な操作を要することになり、試験の実用性を考えた場合、現状では困難であると判断し、i) と ii) の仮定については変更しないものとした。一方、iii) については、新J積分法では図 2.11 に示したように曲げ変形のモードを一軸引張のモードにモデル化したのに対して、修正J積分法では図 2.14 に示すように変形モードを切欠き真上の供試体縁を回転中心とした剛体回転とすることで、より実際に近いモードを採用することとした。このことにより、新J積分法においては引張軟化曲線のひびわれ幅が曲げ供試体の切欠き先端の開口変位の半分と結び付けられていたため、その物理的意味があいまいであったが、修正J積分法により軟化曲線のひびわれ幅は切欠き先端の開口変位と直接的に結び付けられることになる。

図 2.14 において、切欠き先端の開口変位が  $w$  に達するまでにひびわれ部で消費されるエネルギー  $E$  は、式 (2.11) において  $\omega(y) = w/a_0 \cdot y$  ( $a_0$ : リガメント長さ) として、

$$E(w) = \frac{A_{lig}}{w} \int_0^w e(w) dw \quad (2.16)$$

ここに、 $A_{lig}$  はリガメント面積 ( $= b \cdot a_0$ )

上式の両辺を  $w$  で2階微分して、式 (2.10) の関係を用いると次式が得られる。

$$\sigma(w) = \frac{w\ddot{E}(w) + 2\dot{E}(w)}{A_{lig}} \quad (2.17)$$

一方、 $E(w)$  は供試体に加えたエネルギーがすべて切欠き断面で消費されるとして、切欠き先端の開口変位が  $w$  のときの荷重点変位を  $\delta_w$  とすれば、荷重-変位曲線を積分して次式のように与えられる。

$$E(w) = \int_0^{\delta_w} P(\delta) d\delta \quad (2.18)$$

以上、式 (2.17) と式 (2.18) より  $\sigma(w)$  を求め、 $w$  を  $\omega$  に読み変えれば引張軟化曲線が得られる。なお、式 (2.18) 中の荷重-変位曲線  $P(\delta)$  は供試体の自重による影響を補正するために、付加的な荷重として供試体重量の 1/2 を加えたものを用いる。

図 2.15、図 2.16 には、それぞれ図 2.4 の2直線モデルと曲線モデルを入力した有限要素法による解析結果に対して修正J積分法を適用した結果を示す。いずれの



モデルの場合でも修正 J 積分法で推定された軟化曲線の形状は、入力した曲線によく一致しており、図 2.12、図 2.13 に示した新 J 積分法に比べより精度が高いことがわかる。しかし、修正 J 積分法の場合でも引張強度は推定できていない。引張強度を推定できないのは、引張強度が推定される载荷のごく初期の段階においても、ひびわれ長さをリガメント長さに等しいとしていること、およびひびわれ部以外の領域で蓄えられる弾性ひずみエネルギーの影響を無視してしまうことが主な原因と考えられる。また、式 (2.17) には  $E(w)$  の 1 階微分と 2 階微分が含まれているため、数値微分をする際に滑らかな微分値が得られるようにしないと推定される曲線が乱れることになる。特に、引張強度点付近では  $E(w)$  の絶対値が小さく、解析誤差 (実験では計測誤差) の影響を受けやすく曲線が乱れる傾向が強い。したがって、修正 J 積分法で引張軟化曲線を推定する場合でも、引張強度点については別途、引張強度試験を行い修正する必要があると考えられる。具体的な修正方法については、次章で述べる。

なお、ひびわれ長さの仮定と弾性ひずみエネルギーを無視するという大きな仮定を設けても、曲線の概形の推定ができるのは以下の理由によるものと考えられる。すなわち、初期の段階においてひびわれ長さを実際のひびわれより長く評価することは、実際のひびわれが消費するエネルギー  $e(w)$  を過小評価することになり、一方、弾性ひずみエネルギーを無視することは  $e(w)$  を過大評価することになり、この両者がある程度相殺するためと考えられる。図 2.17 は有限要素解析 (普通コンクリートを想定した図 2.5 の  $f_t = 35 \text{ kgf/cm}^2$  のもの) において得られた切欠き先端の開口変位を横軸にとり、そのときのリガメント長さに対するひびわれ長さ ( $a/a_0$ ) とひびわれ部で消費されたエネルギーに対する全加力エネルギー ( $E_T/E_F$ ) を示したものである。ここで、 $a/a_0$  はひびわれ長さを  $a_0$  と仮定することによる  $e(w)$  の過小評価分を表し、 $E_T/E_F$  は弾性ひずみエネルギーを無視することによる過大評価分を表しており、それらの積  $(a/a_0) \cdot (E_T/E_F)$  は最終的に評価される  $e(w)$  の真の値に対する割合を表していると考えられる。同図に示すとおり  $(a/a_0) \cdot (E_T/E_F)$  は、ひびわれ幅の小さい初期の段階でわずかに差があるものの、最大耐力点付近以降はほぼ 1.0 になっており、2 つの仮定による誤差がちょうど相殺されていることがわかる。ただし、この解析例は普通コンクリートを想定した場合であり、材料特性が著しく異なる場合には誤差がうまく相殺されない結果となる可能性も考えられる。



## 2.5 各種コンクリートの引張軟化特性の計測

### 2.5.1 実験概要

高強度コンクリート、軽量コンクリートおよび載荷材令の異なる普通強度コンクリートについて、修正 J 積分法による引張軟化曲線の推定を行った。また、試験は破壊エネルギーを求めるための RILEM の試験法 [2] に準じて行い、 $G_F$  の計測も同時に行った。各コンクリートの配合を表 2.1 に示す。普通強度コンクリートについては、材令の異なる 3 日、7 日、28 日で試験を行った。

試験装置を図 2.18 に示す。試験機には容量 200tonf の耐圧試験機を用いた。この試験機はサーボコントローラー等の変位制御装置の付いていない通常のアムスラー型耐圧試験機である。両支点下にはローラーを配置して水平方向の拘束をできる限り取り除くようにした。載荷点変位は供試体底面の切欠きをはさんだ 2 点で高感度変位計 (感度 1/1000mm) を用いて計測しその平均値とした。切欠き先端の開口変位は高感度変位計 (感度 1/2000mm) を供試体側面に直接取り付け計測した。なお、開口変位を計測する際、検長は 3.0cm とし、検長内に含まれる弾性変形分はひびわれ幅に比較して十分小さいので無視することとした。供試体寸法は、 $10 \times 10 \times 84\text{cm}$  (載荷スパン 80cm)、切欠き深さ 5.0cm である。高強度ならびに軽量コンクリートについては、打設後 2 週間の湿布養生を行い、その後約 8 週間気中養生を行った。普通強度コンクリートについては湿布養生とした。各供試体とも試験前日にコンクリートカッターによって切欠きを加工した。切欠きの幅は、切欠き先端を含め全長にわたって約 5mm である。供試体の数は 1 条件につき 5 ないし 6 本とした。載荷速度は 30 秒から 60 秒程度で最大荷重に達するようにした。最大耐力点以降、破壊が急激に進展するような場合には、除荷、載荷を繰り返し、不安定破壊が生じないように制御した。

### 2.5.2 実験結果と考察

試験結果の一覧を表 2.2 に示す。各コンクリートの荷重-変位曲線を図 2.19～図 2.23 に示す。なお、荷重-変位曲線は特に最大耐力点以降ばらつきが大きいので、全供試体の曲線群を包絡する範囲を影を付けて示した。高強度コンクリートでは、普通強度コンクリートに比べ、圧縮強度や引張強度の増加ほどには破壊エネルギーは増加していない。また、軽量コンクリートでは破壊エネルギーが普通強度コンクリートの 1/3 程度になった。普通強度コンクリートについて、材令にともなう強度の変化をみると、圧縮強度と引張強度の増加に比べ、曲げ強度はそれほど増加していない。これは、材令が経過しても破壊エネルギーはそれほど増加せず、また、後述するように引張軟化曲線の形状もほとんど変化しないためと考えられる。

図 2.24 には、普通コンクリートの材令 28 日のものについて修正 J 積分法によって推定された引張軟化曲線を示す。同図に示す通り、実際に推定された引張軟化曲線は引張強度点が別途行われた割裂引張強度試験の結果とは異なっており、しかも曲線の頂点は応力軸上からはずれている。これは 2.4.4 節でも述べた通り修正 J 積分法の限界とも言える点である。本研究では、軟化曲線の引張強度点を割裂引張強度に置換するとともに、割裂引張強度点から推定された曲線に対して接線を引くことによって、引張強度点付近の補正をすることとした。なお、このような補正を行う理由の一つは、引張軟化曲線を組み込んで部材の解析を行う場合、曲線形状のわずかな違いよりも、引張強度点(軟化開始点)をいくらにするかが解析結果に大きな影響を与えるためである。

図 2.25～図 2.29 には各コンクリートの平均の荷重－変位－開口変位関係を用いて修正 J 積分法によって推定された引張軟化曲線を実線で示す。さらに図 2.24 に示したのと同様の方法で引張強度点を補正したものを点線で示す。前掲の図 2.19～図 2.23 には修正 J 積分法によって推定された引張軟化曲線を用いて解析した荷重－変位曲線を実線で示した。解析では、推定された引張軟化曲線の形状の特徴を損なわない範囲で曲線全体を 4～7 本の折れ線でモデル化したものを用いた。また、引張軟化曲線下の面積を RILRM の方法によって求められた破壊エネルギーに一致させるために限界ひびわれ幅(応力が 0 になるひびわれ幅)を調整した。さらに、実験では弾性係数を計測していなかったため、解析においては荷重－変位曲線の初期勾配が一致するように弾性係数を定めた。解析の結果、推定された引張軟化曲線を用いることにより、いずれのコンクリートにおいても比較的良好に実験結果を追跡できている。したがって、修正 J 積分法によって推定された軟化曲線は、いずれもほぼ正しいものであり、本方法によって曲げ試験からコンクリートの引張軟化曲線を精度よく推定できることが明かとなった。

図 2.30 には各コンクリートの引張軟化曲線を無次元化したものを示す。いずれの軟化曲線もほぼ同じ形状をしていることがわかる。また、同図には曲線モデルおよび 2 直線モデルを併記しており、いずれのコンクリートの場合もほぼこれらのモデルに一致していることがわかる。

## 2.6 まとめ

本章では、まず、ひびわれをとまなう引張域のコンクリートの破壊挙動に対して、強度特性ばかりでなく、引張軟化特性が影響していることを示し、引張軟化特性を計測することの重要性を示した。つづいて、曲げ試験から引張軟化曲線を推定する方法として既に提案されている J 積分法ならびに新 J 積分法について理論的に考察し、それらの方法の問題点を指摘するとともに、新 J 積分法を改良して修正 J 積分法を提案した。修正 J 積分法の特徴は以下のとおりである。

(1) J 積分法は 1 本の引張軟化曲線を推定するために 2 体の供試体の試験結果を必要としたが、修正 J 積分法では 1 体のみの試験結果から引張軟化曲線を推定することができる。

(2) 修正 J 積分法の試験は、切欠きはりの 3 点曲げ試験において荷重、荷重点変位および切欠き先端の開口変位のみを計測すればよい。

(3) 修正 J 積分法の試験は、破壊エネルギーを求めるための RILEM の試験法と組み合わせて行うことができ、引張軟化曲線と破壊エネルギーを同時に求めることが可能である。

(4) 修正 J 積分法は、ポテンシャルエネルギーの 2 階微分を含んだ式によって引張軟化曲線を推定するもので、その推定精度は新 J 積分法より高い。

さらに、修正 J 積分法を高強度コンクリート、軽量コンクリートならびに普通強度コンクリートに対して実際に適用してみた。その結果、以下のような知見を得た。

(1) 修正 J 積分法によって推定された引張軟化曲線を用いて供試体の荷重－変位曲線を解析したところ、実験値と解析値がほぼ一致した。したがって、修正 J 積分法によってコンクリートの引張軟化曲線を精度よく推定できると考える。

(2) 本実験では 3 日、7 日、28 日と材令の経過にともなう曲げ強度の増加は圧縮強度や引張強度の増加に比べて小さくなっている。これは、曲げ強度に大きな影響を及ぼす破壊エネルギーが材令を経てもそれほど増加せず、引張軟化曲線の形状もほとんど変化しないためである。

(3) 高強度コンクリート、軽量コンクリートおよび材令の異なる普通強度コンクリートの引張軟化曲線は、いずれも、1/4 モデルあるいは 3 乗モデルにほぼ一致している。

## 参考文献

- [1] コンクリートの破壊力学研究委員会: コンクリート構造の破壊力学に関するコロキウム, 第 1 部・委員会報告, 日本コンクリート工学協会, JCI-C19, 1990.3
- [2] RILEM Draft Recommendation (50-FMC): Determination of the Fracture Energy of Mortar and Concrete by Means of Three-Point Bend Tests on Notched Beams, Materials and Structures, Vol.18, No.93, pp.285-290, 1983
- [3] Petersson, P. E.: Crack Growth and Development of Fracture Zone in Plain Concrete and Similar Materials, Report TVBM-1001, Division of Building Materials, Lund Institute of Technology, Sweden, 1981

- [4] Wittmann, F. H., Rokugo, K., Bruhwiler, E. and Simonin, P.: Fracture Energy and Strain Softening of Concrete as Determined by means of Compact Tension Specimens, *Materials and Structures*, Vol.21, No.121, pp.21–32, 1988
- [5] Hu, X. Z. and Wittmann, F. H.: Fracture Process Zone and  $K_{Ic}$ -curve of Hardened Cement Paste and Mortar, *Fracture of Concrete and Rock*, Elsevier Applied Science, pp.307–316, 1989
- [6] Li, V. C. and Ward, R. J.: A Novel Testing Technique for Post-peak Tensile Behavior of Cementitious Materials, *Fracture Toughness and Fracture Energy*, Balkema, pp.183–195, 1989
- [7] 六郷恵哲, 岩佐正徳, 瀬古繁喜, 小柳 洽: J 積分法を用いたコンクリートの引張軟化曲線の定量化, *セメント・コンクリート論文集*, No.43, pp.304–309, 1989
- [8] Hillerborg, A., Mod  r, M. and Petersson, P.E.: Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by Means of Fracture Mechanics and Finite Elements, *Cement and Concrete Research*, Vol.6, pp.773–782, 1976
- [9] Mod  r, M.: A Fracture Mechanics Approach to Failure Analysis of Concrete Materials, Report TVBM–1001, Division of Building Materials, University of Lund, Sweden, 1979
- [10] Rokugo, K., Iwasa, M., Suzuki, T. and Koyanagi, W.: Testing Methods to Determine Tensile Strain Softening Curve and Fracture Energy of Concrete, *Fracture Toughness and Fracture Energy*, Balkema, pp.153–163, 1989
- [11] Hillerborg, A. : Stability Problems in Fracture Mechanics Testing, *Fracture of Concrete and Rock*, Elsevier Applied Science, pp.369–378, 1989
- [12] 内田裕市, 鈴木泰生, 六郷恵哲, 小柳 洽: 曲げ試験によるコンクリートの引張軟化曲線の計測, *コンクリート構造の破壊力学に関するコロキウム*, 第2部・論文集, 日本コンクリート工学協会, JCI–C19, pp.5–12, 1990.3

表 2.1: コンクリートの配合

コンクリート	骨材 最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	空気量 (%)	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	単 位 量(kg/m <sup>3</sup> )				
						水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤
高強度	15	20.0	1.3	27	40	129	513 <sup>1)</sup>	658	992	10.30 <sup>2)</sup>
軽量 <sup>3)</sup>	15	15.5	2.4	46	40	141	308 <sup>1)</sup>	597 <sup>4)</sup>	622 <sup>5)</sup>	—
普 通	15	4.0	4.1	53	50	167	318 <sup>6)</sup>	888	892	0.60 <sup>7)</sup>

1)早強ポルトランドセメント

2)高性能減水剤

3)単位容積重量 1.63ton/m<sup>3</sup>

4)比重: 1.97

5)比重: 1.38(造粒型)

6)普通ポルトランドセメント

7)AE減水剤

表 2.2: コンクリートの力学特性

コンクリート	強 度 (kgf/cm <sup>2</sup> )			G <sub>F</sub> (kgf/cm)
	圧 縮	引 張	曲 げ	
高強度	848	53.0	75.7	0.178
軽 量	344	22.3	30.1	0.053
普通 3 日	195	17.6	38.2	0.134
普通 7 日	292	26.7	46.6	0.144
普通 28 日	407	34.3	50.5	0.160

\*曲げ強度は載荷試験後の供試体片(10x10x42cm)を使用した。引張強度は割裂引張強度である。

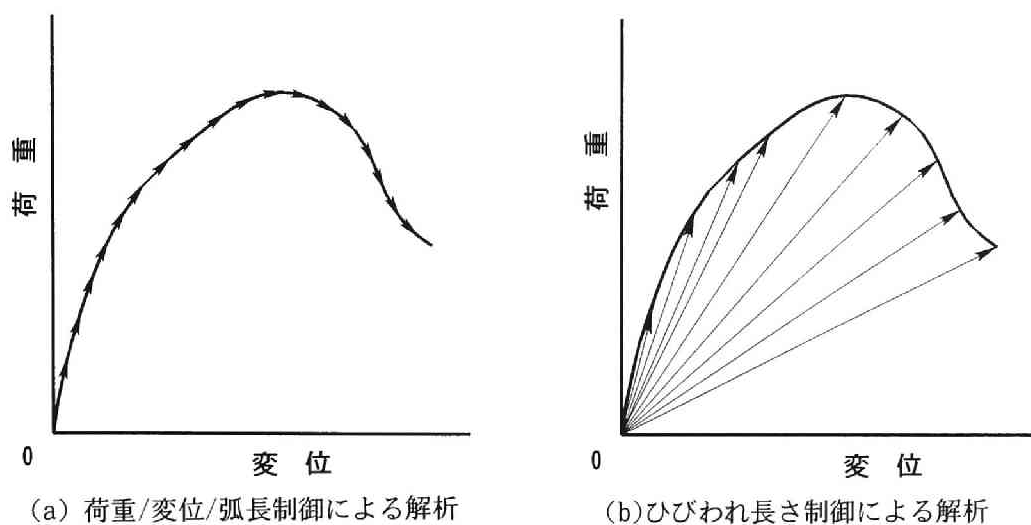
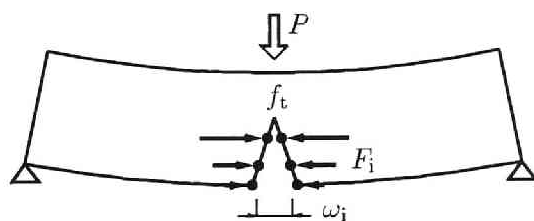
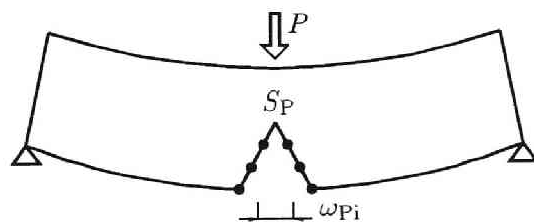


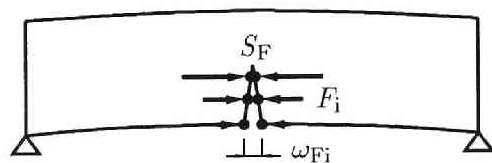
図 2.1: 解析の制御方法



(a) 荷重と結合力が作用してる状態



(b) 荷重のみが作用している状態



(c) 結合力のみが作用している状態

図 2.2: 重ね合わせによる仮想ひびわれモデルの計算方法

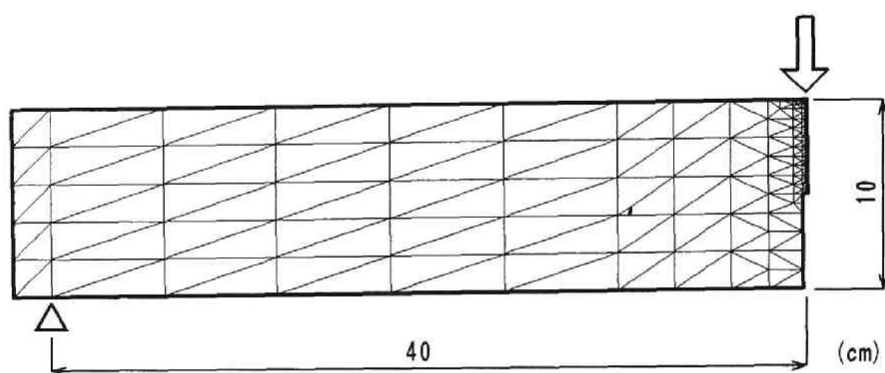


図 2.3: 要素分割図

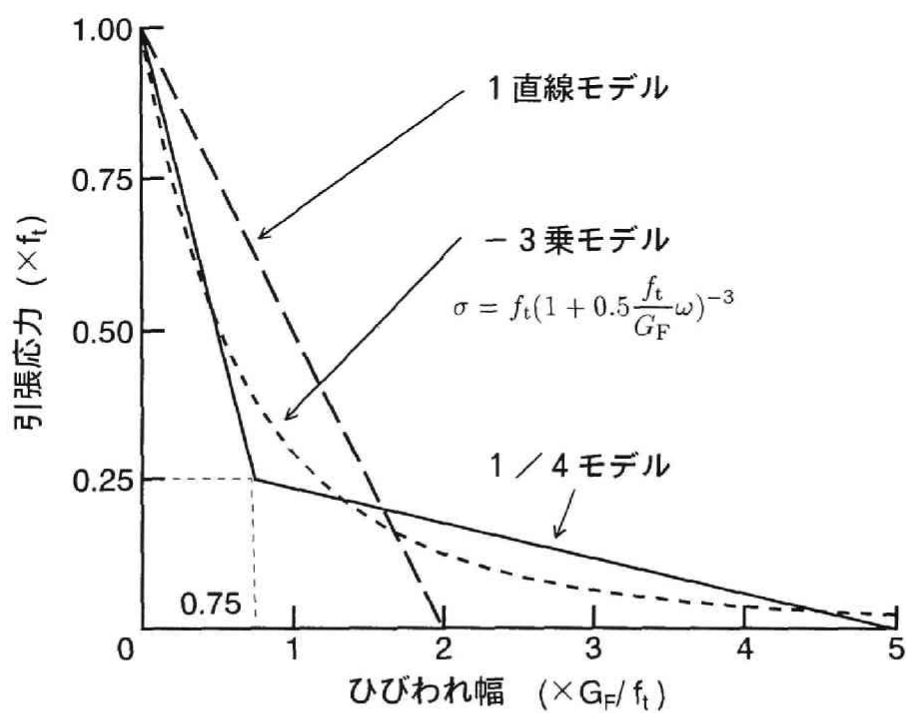


図 2.4: 引張軟化曲線のモデル

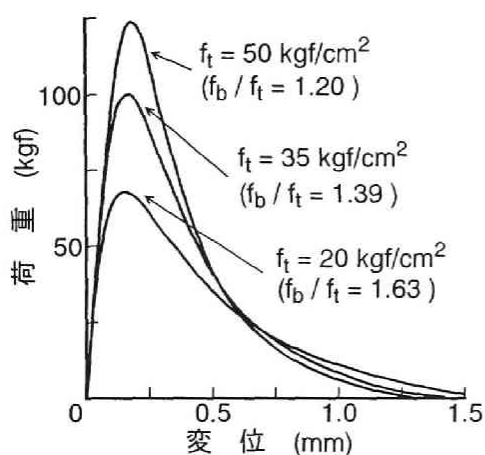


図 2.5: 引張強度の影響

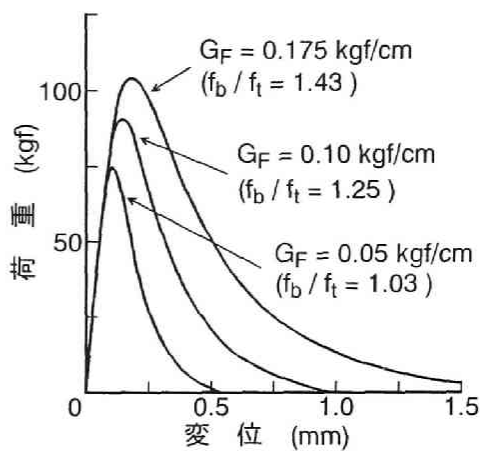


図 2.6: 破壊エネルギーの影響

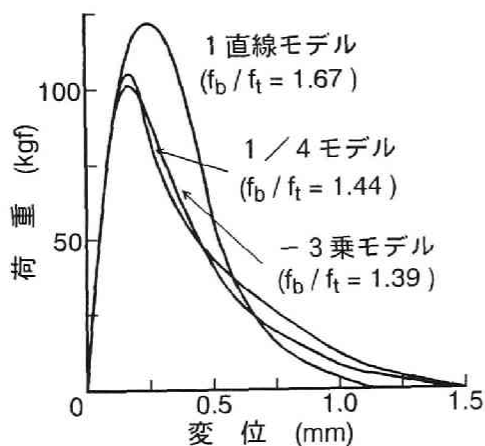


図 2.7: 軟化モデルの影響

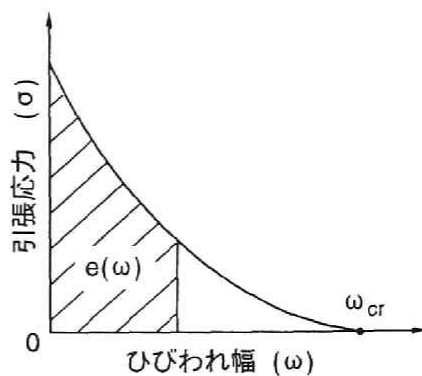


図 2.8: 引張軟化曲線と消費エネルギー

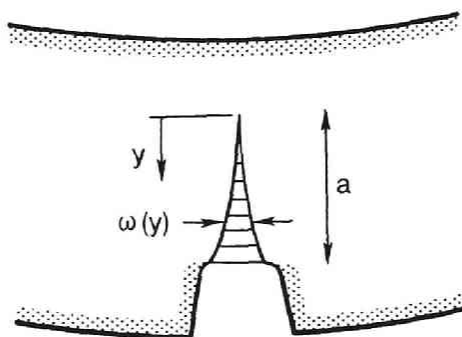


図 2.9: 切欠き先端部



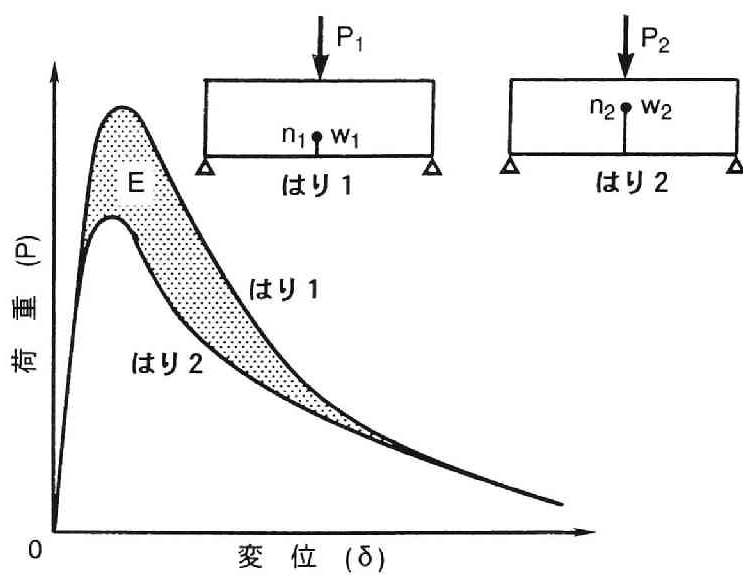


図 2.10: Li らの J 積分法

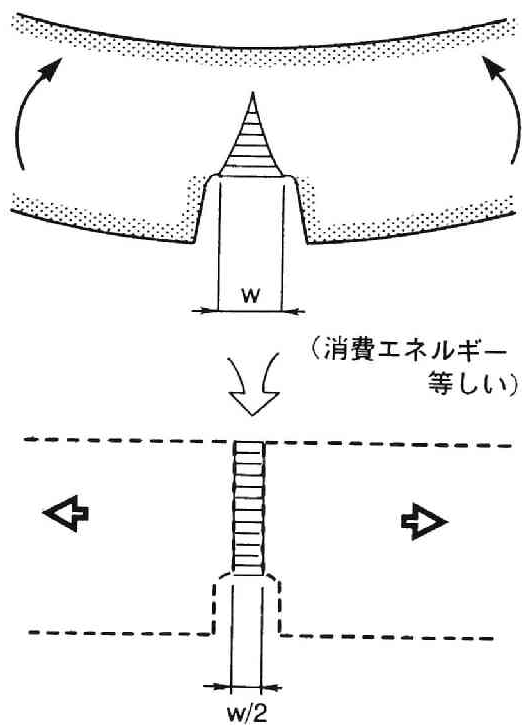


図 2.11: 新 J 積分法のモデル化

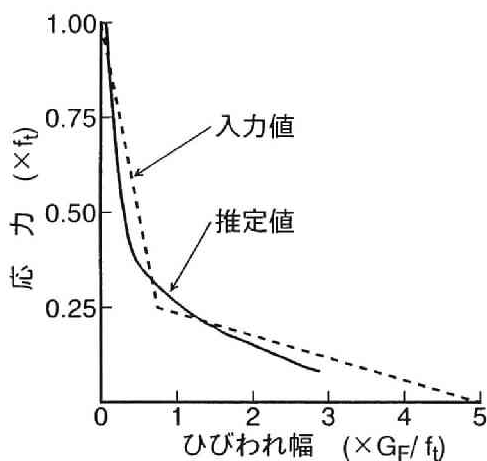


図 2.12: 新 J 積分法による推定  
(2 直線モデル)

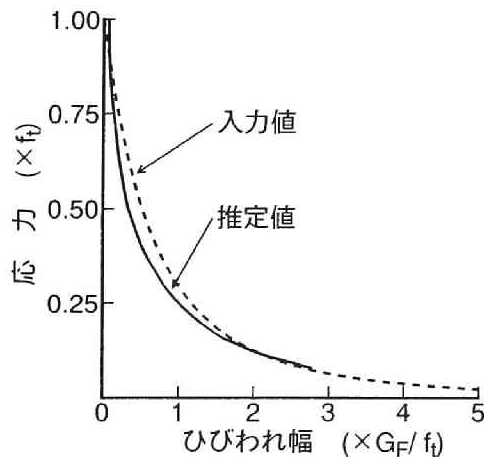


図 2.13: 新 J 積分法による推定  
(曲線モデル)

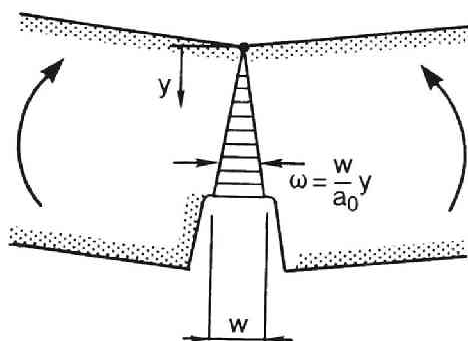


図 2.14: 修正 J 積分法のモデル化

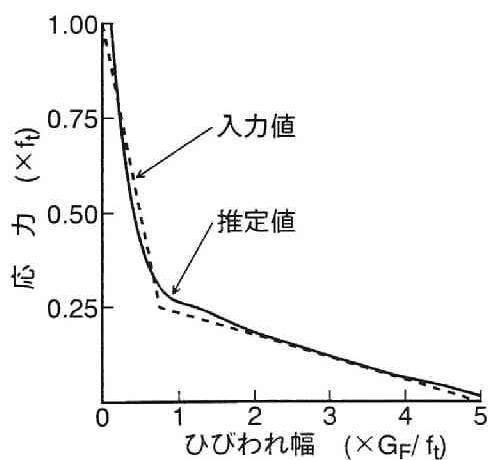


図 2.15: 修正 J 積分法による推定  
(2 直線モデル)

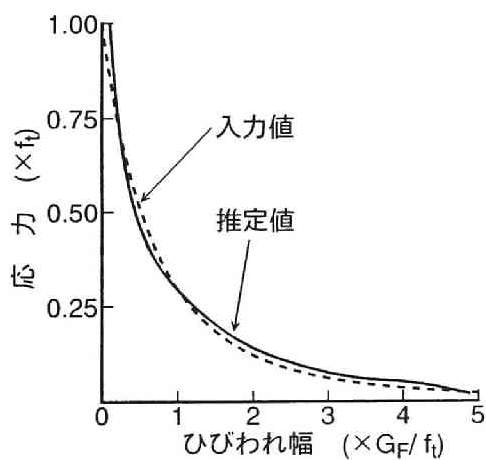


図 2.16: 修正 J 積分法による推定  
(曲線モデル)

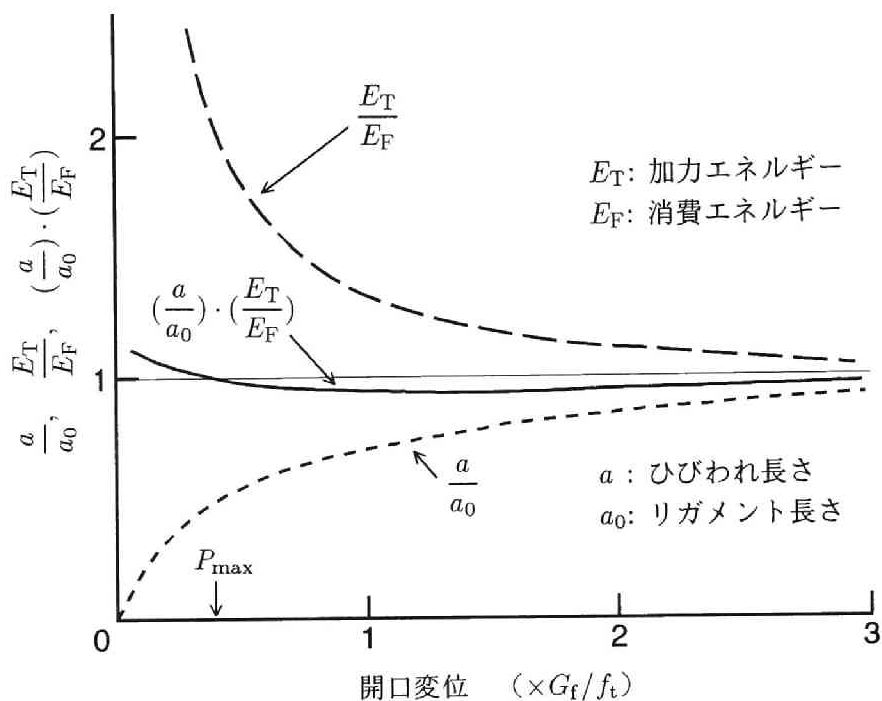


図 2.17:  $e(\omega)$  に対するひびわれ長さと弾性ひずみエネルギーの影響

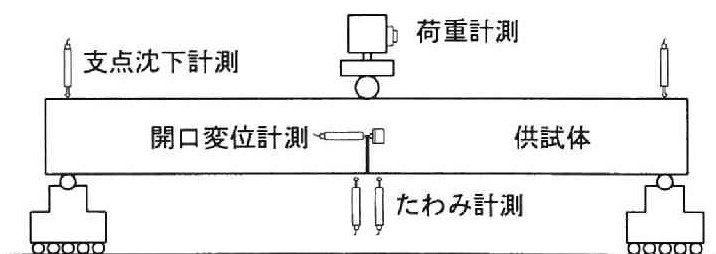


図 2.18: 3 点曲げ試験

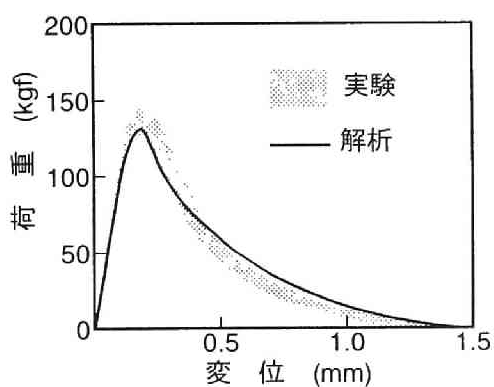


図 2.19: 高強度コンクリートの荷重－変位曲線

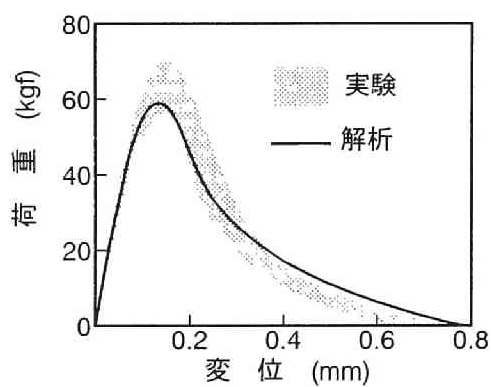


図 2.20: 軽量コンクリートの荷重－変位曲線

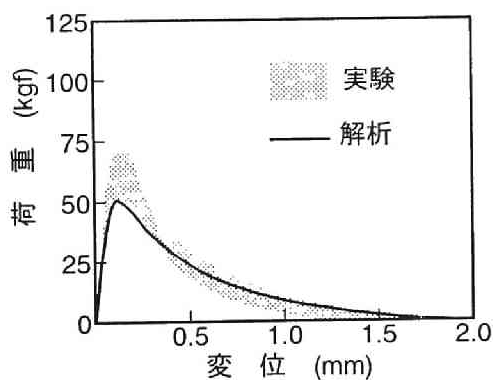


図 2.21: 材令 3 日における荷重－変位曲線

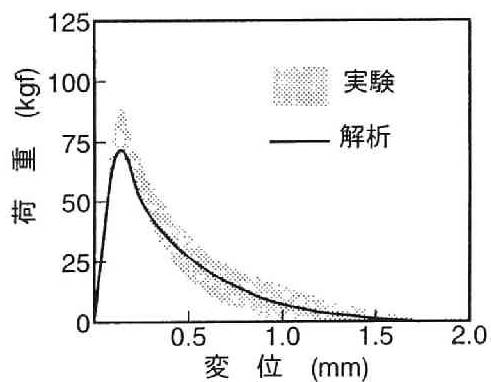


図 2.22: 材令 7 日における荷重－変位曲線

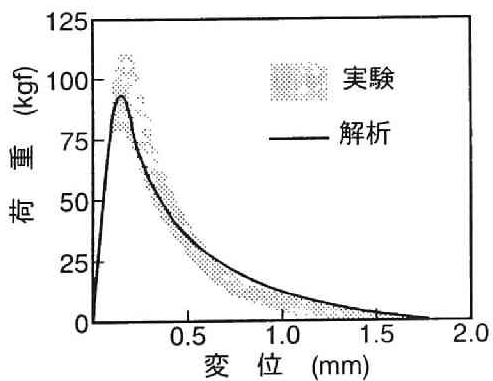


図 2.23: 材令 28 日における荷重－変位曲線

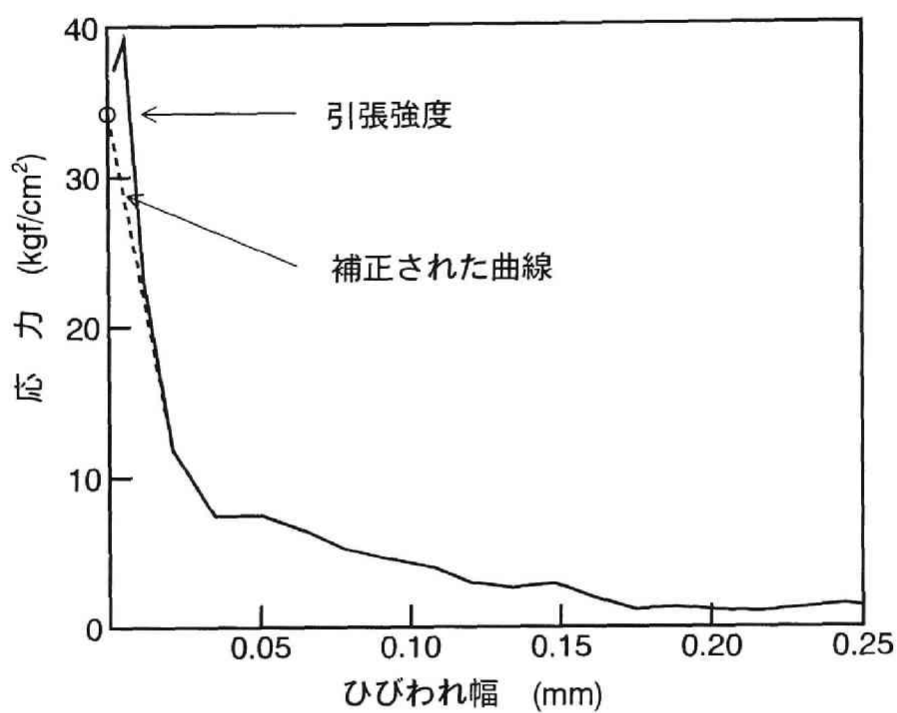


図 2.24: 引張軟化曲線の補正

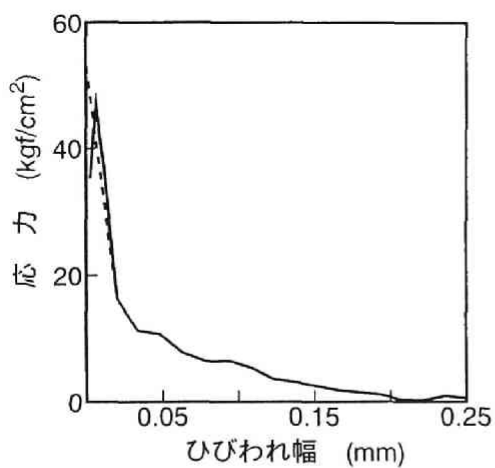


図 2.25: 高強度コンクリートの引張軟化曲線

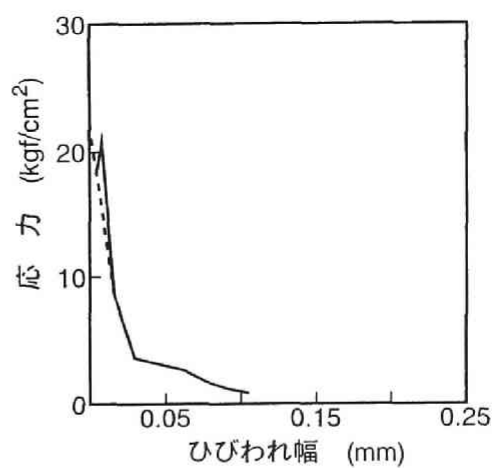


図 2.26: 軽量コンクリートの引張軟化曲線

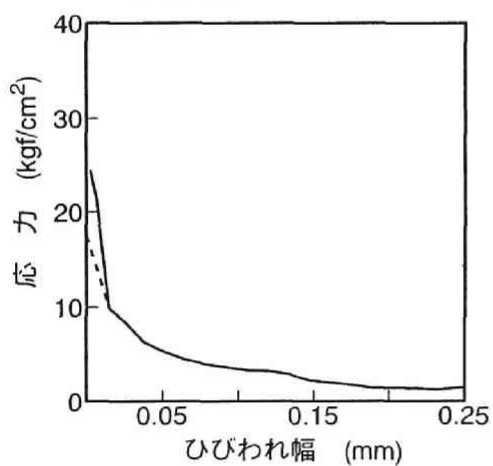


図 2.27: 材令 3 日における引張軟化曲線

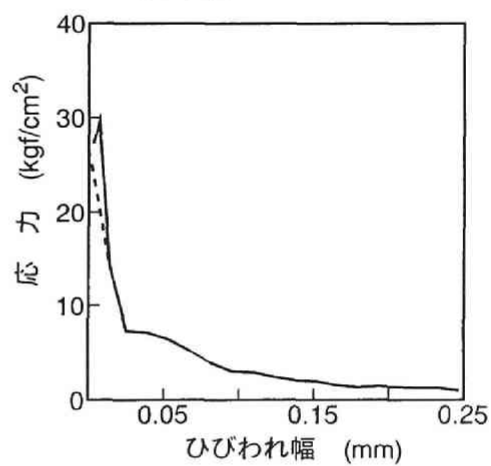


図 2.28: 材令 7 日における引張軟化曲線

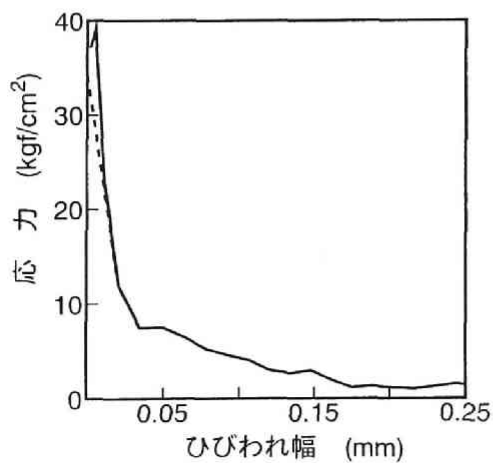


図 2.29: 材令 28 日における引張軟化曲線

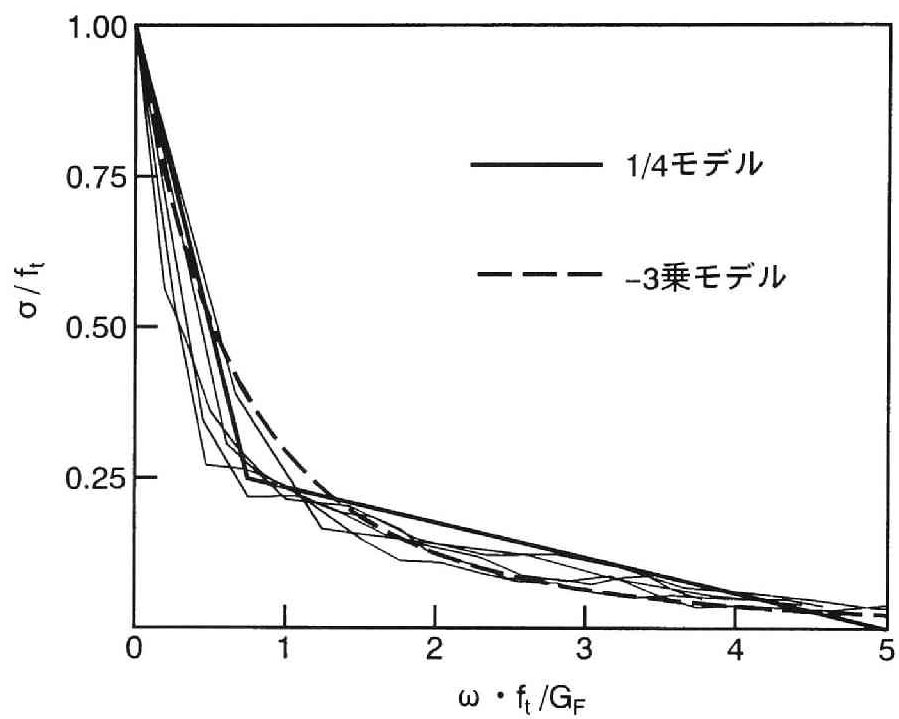


図 2.30: 無次元化した各種コンクリートの引張軟化曲線

### 3 コンクリートの曲げ強度の寸法依存性

#### 3.1 まえがき

コンクリートあるいは鉄筋コンクリート部材の強度に、寸法依存性(寸法の増大にともなって見かけの強度が低下する現象)が存在することは、実験的にはかなり以前から知られていた。そして最近、新たな材料の開発や構造解析ならびに施工技術の目ざましい進歩により、構造材料としてのコンクリートがさらに重要となり、しかも構造物も一段と大型化する傾向にあるため、寸法依存性があらためて注目され、その解明の必要性が増してきている。

コンクリート強度の寸法依存性の原因としては、強度の確率分布の他に、コンクリート特有の原因として乾燥収縮や材料分離などが考えられてきたが、現状ではそれぞれの原因が定量的にどの程度影響があるのかは必ずしも明かにされてはいない。したがって、設計規準では、寸法依存性を経験則として認め、例えば、鉄筋コンクリート部材のせん断強度に関して、現行のコンクリート標準示方書 [1] では寸法依存性を考慮した形の算定式になっている。また、CEB-FIP model code 1978 [2] でも、すでに曲げ強度の寸法依存性の式が示されていた。

一方、コンクリートの破壊力学は強度の寸法依存性を定量的に説明し得る有力な理論として注目されている。コンクリートでは、巨視的なひびわれが進展する際、その先端に微細なひびわれが発生、累積する破壊進行領域が数 *cm* から数十 *cm* のオーダーで形成される。コンクリートの破壊力学は、この破壊進行領域の影響を破壊エネルギーあるいは引張軟化曲線といったパラメータを用いてモデル化し、ひびわれの進展をとまなうコンクリートの巨視的な破壊現象を記述しようとするものである。コンクリートの寸法依存性を説明するための破壊力学的モデルとしては、Hillerborg らの仮想ひびわれモデル [3]、Bažant の寸法効果則 [4]、あるいは Shah の 2 係数モデル [5] などがある。

ところで、応力拡大係数などを用いた通常の破壊力学は、初期ひびわれ(欠陥)のないものに対しては適用できない。なぜならば、これらの破壊力学はひびわれの存在を前提として、そのひびわれ部での応力やひずみの特異性を扱うものであるからである。したがって、これらのモデルを巨視的に初期ひびわれのないコンクリートに対して適用するためには、微視的な潜在ひびわれ(たとえばモルタルマトリックスと粗骨材との界面など)を仮定するか、あるいは強度破壊は安定なひびわれがある長さまで進展した後には生じるとして、その安定ひびわれを仮定せざるを得ない。一方、Hillerborg が提案した仮想ひびわれモデルは、ある点の主応力が引張強度に達したら破壊領域(仮想ひびわれ)が発生・進展するとしたモデルであるため、破壊領域が発生する位置は必ずしもひびわれの先端である必要はない。その意味では仮想ひびわれモデルは純粋な破壊力学モデルとは言えないかもしれないが、しか



し、仮想ひびわれモデルは初期ひびわれのない場合にでも適用でき、しかも破壊領域の発生のみならず進展も容易に解析できる。

そこで、本章では切欠き（初期ひびわれ）のないコンクリートの曲げ強度の寸法依存性を仮想ひびわれモデルを用いて検討し、曲げ強度の寸法依存性を表す簡単な式を提案する。なお、鉄筋コンクリート部材の強度設計においては、一般にコンクリートの引張強度は無視され、曲げひびわれの発生が直接部材の破壊に結びつくものでないため、従来は舗装コンクリートを除けば曲げ強度自体はそれほど重要視されてこなかった。しかし、最近のように、コンクリート構造物の耐久性あるいは美観が重要視されてくると、一般の鉄筋コンクリート構造物においてもひびわれ発生荷重を精度よく推定することは重要であると考えられる。また、極低鉄筋比の鉄筋コンクリート部材においては、このような曲げ強度は強度設計上重要な特性であると考えられる。

### 3.2 本研究の目的と Gustafsson, Hillerborg らの研究

Gustafsson[6] はコンクリートの曲げ強度の寸法依存性に関して、仮想ひびわれモデルを用いた有限要素法による解析結果をすでに報告している。図 3.1 は Gustafsson によって行われた切欠きのない供試体の 3 点曲げ試験の解析結果である。図中において、縦軸は 1 軸引張強度  $f_t$  に対する曲げ強度  $f_f$  の比率であり、横軸は特性長さ  $l_{ch}(= E_c G_F / f_t^2)$ 、ここに  $E_c$  : 弾性係数、 $G_F$  : 破壊エネルギー) に対するはり高さ  $d$  の比率である。この図から、曲げ強度は  $d/l_{ch}$  の関数として表すことができ、はり高さ  $d$  が大きくなるにつれて曲げ強度が低下し、1 軸引張強度に漸近することがわかる。さらに、乾燥収縮にともなう内部応力をモデル化した解析も行われており、曲げ強度が乾燥収縮によって大きな影響を受け、しかもはり高さが大きいほどその影響の度合いが大きくなることが示されている。なお、ここで用いられている特性長さは  $E_c$ 、 $G_F$  および  $f_t$  の 3 つの基本的な材料定数から計算されるものであるため、材料特性パラメータではあるが直接的な物理的意味の見出しにくいパラメータである。通常のコンクリートの場合、特性長さは 20~40cm であり、脆性的な破壊を生じる材料ほどその値は小さくなる。また、図 3.1 に示されているように、特性長さをを用いることで解析結果がうまく表現できることが経験的に知られている。

図 3.2 は Hillerborg[7] が、切欠きのある供試体の曲げ強度の寸法依存性を仮想ひびわれモデルによって解析した結果である。前述のように切欠きのない供試体の曲げ強度は、はり高さが大きくなるにつれて 1 軸引張強度に漸近するのに対して、切欠きがある場合には、線形破壊力学 (LEFM) による値に漸近していることがわかる。

本研究では、切欠きのないコンクリートの曲げ強度の寸法依存性を研究の対象として、図 3.1 に示した Gustafsson と同様に、仮想ひびわれモデルを用いた解析

を行い、その解析結果に基づいて、寸法依存性を含んだ曲げ強度の推定式を提案する。さらに、その推定式の実験値との適合性も示す。また、曲げ供試体の荷重－変位曲線の概略を、有限要素法等の数値計算によらず、平面保持を仮定したはり断面の曲げ解析によって推定する方法も提案する。

なお、コンクリートの曲げ強度に対して乾燥収縮等による初期応力が大きな影響を与えることは、前述の Gustafsson らをはじめ多くの研究者によって指摘されている。しかしながら、現状では実際のコンクリート内部に生じている初期応力の大きさを精度良く評価することはまだ困難であると考えられる。そのため、本研究では、対象とするすべての供試体には初期応力は存在しないものとする。

### 3.3 曲げ強度の寸法依存性に関する解析と算定式

#### 3.3.1 曲げ強度の寸法依存性のメカニズム

ここでは、曲げ強度の寸法依存性のメカニズムを、第2章で示した仮想ひびわれモデルを用いた有限要素法により解析した結果を用いて説明する。解析した供試体は、3等分点荷重を受ける正方形断面の曲げ供試体である。解析に用いた要素分割を図3.3に示す。対称性により供試体の半分のみをモデル化し、供試体の中央の引張縁から鉛直にひびわれが進展するものとした。供試体断面の高さを10、20および40cm(それぞれ記号A、B、C)として、荷重スパンを断面高さの3倍とした。なお、供試体寸法が異なる場合の要素分割は図3.3に示した要素分割図において、単に要素寸法を定数倍することでモデル化した。コンクリートの材料特性としては、引張強度  $f_t$  を  $30\text{kgf/cm}^2$ 、破壊エネルギー  $G_F$  を  $0.1\text{kgf/cm}$  および弾性係数  $E_c$  を  $3 \times 10^5\text{kgf/cm}^2$  とし、引張軟化曲線は1/4モデルとした(図3.4(b))。

各供試体について、曲げ荷重が最大になったときの断面における応力の分布を図3.5に示す。図中、直線Dは、下縁の応力がちょうど引張強度  $f_t$  に達し、(仮想)ひびわれが発生し始めるときの応力分布に相当する。ひびわれ発生後もひびわれ間で引張応力が伝達されるので、最大荷重時の応力分布は図に示すA～Cのようになる。しかし、図からわかるように、供試体寸法が大きくなると(A～C)、応力勾配が小さくなり、最大荷重時の応力分布は直線(D)に近づき、引張軟化の影響が相対的に小さくなる。

曲げ強度におよぼす引張軟化の影響を定量的に示すために、最大荷重時における断面の引張合力  $T_m$ 、モーメントアーム  $Z_m$ 、断面の抵抗曲げモーメント  $M_m$  と、ひびわれ開始時におけるそれぞれの値 ( $T_c, Z_c, M_c$ ) との比を、曲げ強度  $f_t$  と引張強度  $f_t$  の比とともに表3.1に示す。ただし、曲げ強度  $f_t$  は最大曲げモーメントを断面係数で除した値である。供試体寸法が大きくなると引張軟化の影響は小さくなり、モーメントアームの比  $Z_m/Z_c$  は増加するが、引張合力の比  $T_m/T_c$  が著しく

減少するため、抵抗曲げモーメントの比  $M_m/M_c$  が減少し、曲げ強度  $f_t$  が減少するのである。

すなわち、曲げ強度の寸法依存性の原因の一つは、コンクリートに引張軟化が存在するために、はり高さにより最大荷重時の断面内の応力勾配が変化する (はり高さが小さいほど勾配は急になる) ためである。

### 3.3.2 曲げ強度に対する引張軟化特性とはり高さの影響

曲げ強度に対する引張軟化特性とはり高さの影響を検討するために、前節と同様の解析を行った。入力した引張軟化曲線の形状は、図 3.4 に示す、1/3 モデル、1/4 モデルおよび-3 乗モデルの 3 種類である。なお、1/3 モデルは図 3.1 および図 3.2 に示した Gustafsson や Hillerborg の解析で使用されたモデルである。解析では、 $d$ 、 $G_F$ 、 $f_t$  および  $E_c$  をそれぞれ変化させて  $d/l_{ch}$  が 0.1 から 3.6 の範囲で行なった。

図 3.6 に解析結果を示す。引張軟化曲線が同一モデルの場合、引張強度に対する曲げ強度の比率  $f_t/f_t$  は  $d/l_{ch}$  の関数として表されることがわかる。また、はり高さが同一の場合、1/3 モデル、1/4 モデル、-3 乗モデルの順に曲げ強度が小さくなっているが、その差はわずかである。こうしたわずかの差は、引張強度  $f_t$  を越えて軟化が開始した直後の引張軟化曲線下の面積の大小がコンクリートの曲げ強度に影響を及ぼすために生じたものである。なお、1/3 モデルを用いた筆者らの解析結果と Gustafsson らの結果がわずかに異なるのは、载荷条件 (3 等分点载荷と中央集中载荷) の違い、および要素分割、使用要素等の違いによる計算誤差であると考えられる。

第 2 章の結果によれば、通常のコンクリートの引張軟化曲線は、今回用いた 3 種類のモデルと大差はないので、したがって、曲げ強度と  $d/l_{ch}$  の関係を 1 本の曲線で表しても大きな誤差は生じないと考えられる。そこで、曲げ強度と  $d/l_{ch}$  の関係式として次式を提案する。

$$\frac{f_t}{f_t} = 1 + \frac{1}{0.85 + 4.5(d/l_{ch})} \quad (3.1)$$

ただし、 $d/l_{ch} \geq 0.1$

式 (3.1) は、簡単な形の式で表現することを考慮して、いろいろな式の形を検討した後、最小二乗法により係数を求め、さらに係数を簡単な数値にしたものである。図 3.7 は式 (3.1) を示したものであり、図中には 1/4 モデルによる解析結果を併記してある。なお、本研究では  $d/l_{ch}$  が 0.1 以下の範囲での解析は行っていないので上記のような適用範囲を加えたが、通常のコンクリートおよび通常の供試体あるいは構造部材の寸法を対象とした場合には、この適用範囲を越えることはま

ずないと考えられる。また、同図には式 (3.2) で表される CEB-FIP model code 1990 [8] の曲げ強度と 1 軸引張強度の関係も示した。

$$\frac{f_t}{f_t} = \frac{1 + 2.0(d/d_0)^{0.7}}{2.0(d/d_0)^{0.7}} \quad (3.2)$$

ただし、 $d: mm, d \geq 50mm, d_0 = 100mm$

なお、CEB の式には特性長さ  $l_{ch}$  の項が含まれていないので、ここでは通常のコンクリートを想定して  $l_{ch} = 33.3cm$  ( $E_c = 3.0 \times 10^5 kgf/cm^2, G_F = 0.1kgf/cm, f_t = 30.0kgf/cm^2$ ) として示した。式 (3.1) と式 (3.2) は  $d/l_{ch}$  が  $0.3$  ( $l_{ch} = 33.3cm$  とすれば  $d = 10cm$ ) 以上ではほとんど差はないが、 $0.3$  以下になると式 (3.2) は解析結果から徐々に離れてしまうことがわかる。ただし、CEB の式には  $d \geq 50mm$  という制限が設けてあるので、通常のコンクリートを対象とする限り実用上は問題はないと考えられる。

### 3.4 実験結果との比較

式 (3.1) で表される推定式の実験値との適合を調べる目的で、寸法の異なる供試体による曲げ試験を行った。

はり高さを 5 種類 ( $5, 10, 20, 30, 40cm$ ) に変化させた供試体を作製した。断面は正方形であり、長さのはり高さの約 4 倍とした。コンクリートは最大粗骨材寸法  $15mm$ 、水セメント比 54.1% のレディーミクストコンクリートを使用し、試験直前まで湿布養生して、できるかぎり乾燥収縮を生じないようにした。供試体数は、経験的に供試体寸法が小さいほど結果のばらつきが大きくなるので、寸法の小さい供試体ほど供試体の数を多くした。曲げ試験は材令 27 日から 30 日で行なった。試験時のコンクリートの圧縮強度 ( $\phi 10 \times 20cm$ )、弾性係数および割裂引張強度 ( $\phi 15 \times 15cm$ ) はそれぞれ、 $336kgf/cm^2$ 、 $2.8 \times 10^5 kgf/cm^2$ 、および  $28.5kgf/cm^2$  であった。曲げ載荷は 3 等分点載荷とし、載荷スパンをはり高さの 3 倍として、打設方向に直角に載荷した。水平方向の拘束をなくすために、片側の支点下にローラーを挿入して可動支承とした。載荷速度は約 1 分で最大耐力に達するようにした。

曲げ試験の結果を表 3.2 に示す。曲げ強度の実験値は、自重による曲げモーメントを考慮した最大作用曲げモーメントを断面係数で除した値である。図 3.8 に試験結果と式 (3.1) による推定曲線を示す。破壊エネルギーについては今回は試験を行っていないので、過去のデータを参考にして定めることとした。第 2 章の実験結果を参考にすると、本実験で用いたコンクリートの破壊エネルギーは  $0.15kgf/cm$  程度であり、他の研究者のデータ [9] によれば  $0.1kgf/cm$  程度と判断された。そこで、破壊エネルギーの違いによる影響をみるために、破壊エネルギーを筆者等のデータと他の研究者のデータの間である  $0.13kgf/cm$  と  $0.1kgf/cm$  で整理し

てみた。また、1 軸引張強度  $f_t$  については、割裂引張強度  $f_{sp}$  に等しいとした場合と、割裂引張強度  $f_{sp}$  に 0.9 を乗じた値 [8] とした場合を示した。いずれの整理の仕方によっても、はり高さが 10cm 以上では、推定された曲げ強度は実験値によく一致している。したがって、通常のコンクリートの曲げ強度の寸法依存性は式 (3.1) で表すことができると考えられる。

### 3.5 断面解析による曲げ供試体の荷重－変位曲線の推定

Hillerborg らによって提案された仮想ひびわれモデルを用いた解析は、引張軟化曲線を直接的に解析に組み込むために、有限要素法あるいは境界要素法を用いる必要がある。しかし、解析対象を切欠きのないはり供試体に限れば、コンクリートの軟化域も含めた応力－ひずみ曲線さえ決められれば、平面保持の仮定をすることで、有限要素法等によらなくとも、通常の RC はり断面の曲げ解析によく用いられる切断法 (discrete element technique)[10] によって、耐力および変形が計算できると考えられる。以下に無筋コンクリートはりの荷重－変位曲線の概形を簡単な断面解析から推定する方法について述べる。この計算で設ける仮定は以下の 5 つである。

- i) ひびわれは最大曲げモーメント作用位置 (区間内) に 1 本のみ発生するとする。
- ii) ひびわれ断面においても断面の平面保持が成り立つとする。
- iii) ひびわれ断面のコンクリートの応力ひずみ関係は以下の通りとする。
  - (a) 圧縮側の応力ひずみ関係は直線とし、弾性係数を  $E_c$  とする。
  - (b) 引張側の応力ひずみ関係 (式 (3.3)) は、式 (3.4) で求められる等価検長を用いて、弾性域の応力ひずみ曲線と引張軟化曲線 (1/4 モデル) を合成したものとする (図 3.9 参照)。
- iv) ひびわれ断面をはさんだ  $\pm l_{eq}/2$  区間内の断面の平均曲率は、上記 ii), iii) の仮定から求められたひびわれ断面の曲率で表されるとする。
- v) ひびわれ断面をはさんだ  $\pm l_{eq}/2$  区間外の部分は弾性係数  $E_c$ 、ポアソン比一定の弾性はりとする。

$$\varepsilon_t = \begin{cases} \sigma/E_c & (\varepsilon_t \leq f_t/E_c) \\ \sigma/E_c + \omega(\sigma)/l_{eq} & (\varepsilon_t > f_t/E_c) \end{cases} \quad (3.3)$$

ただし、

$$\frac{l_{eq}}{l_{ch}} = 1 - (1 + 0.5(d/l_{ch}))^{-1.6} \quad (3.4)$$

ここで、 $\sigma$ ：引張応力、 $\varepsilon_t$ ：引張ひずみ、 $E_c$ ：弾性係数、 $\omega(\sigma)$ ：引張軟化曲線の関数  
式(3.4)の等価検長は、引張軟化曲線で表される仮想ひびわれのひびわれ幅をひずみに換算するために導入したもので、この方法で計算される曲げ強度が式(3.1)で推定される曲げ強度に等しくなるように、数値計算により定めたものである。i)～iii)の仮定により、ひびわれ断面において任意の圧縮縁のひずみに対して切断法により中立軸位置、抵抗曲げモーメント、および載荷荷重を求めることができる。さらに、iv)、v)の仮定により、ひびわれを挟んだ等価検長区間内およびそれ以外の弾性はりの部分の断面の曲率が求められ、弾性荷重法によりたわみが計算される。なお、せん断力によるたわみは、ひびわれの影響を無視して弾性はりとして計算することとする。

図 3.10 は特性長さ  $l_{ch}$  を  $33.3\text{cm}$  として、はり高さ  $d$  を  $10\text{cm}$ 、 $20\text{cm}$ 、および  $40\text{cm}$  とした 3 等分点載荷を受ける曲げ供試体の荷重－変位曲線を、ここで述べた断面解析と仮想ひびわれモデルを用いた有限要素法で求めた結果を比較したものである。結果は、はり下縁の応力が引張強度に達したときの荷重 ( $P_0$ ) と変位 ( $\delta_0$ ) で無次元化してある。いずれのはり高さにおいても、最大荷重点までの荷重－変位曲線は両方法でよく一致している。また、最大荷重以降は有限要素法による結果の方が荷重が高くなっているが、曲線の概形は類似している。したがって、曲げ供試体の最大耐力のみならず荷重－変位曲線の概形をも、有限要素法等の数値計算を用いなくとも、ここで述べた方法により推定できると考えられ、本章で提案した手法は鉄筋コンクリートはりのひびわれ荷重を計算する場合などに役立つものと考えられる。

### 3.6 まとめ

コンクリートの曲げ強度の寸法依存性に関して破壊力学的な手法により検討し、以下のような結論を得た。

(1) 仮想ひびわれモデルを用いた数値解析の結果に基づき、寸法依存性を含んだ曲げ強度の推定式として、はり高さ、引張強度、および特性長さをパラメータとした簡単な式を提案した。

(2) 本研究で提案した式による曲げ強度の推定値は、はり高さを  $10\text{cm}$  から  $40\text{cm}$  に変化させた供試体から得られた実験値とよく一致した。

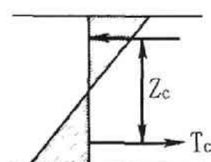
(3) 曲げ供試体の荷重－変位曲線を切断法により求める方法を提案した。同方法によって求めた荷重－変位曲線は、有限要素法により求められたものと最大荷重点まではよく一致し、それ以降も曲線の概形は類似した。

## 参考文献

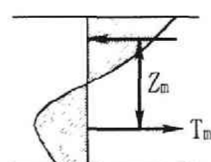
- [1] 土木学会: コンクリート標準示方書 [設計編], 1986
- [2] CEB-FIP: CEB-FIP Model Code for Concrete 1978
- [3] Hillerborg, A.: A Model for Fracture Analysis, Report TVBM-3005, Division of Building Materials, Lund Institute of Technology, Sweden, 1978
- [4] Bazant, Z. P.: Crack Band Theory for Fracture of Concrete, Materials and Structures, Vol.16, No.93, pp.157-177, 1983
- [5] Jenq, Y. S. and Shah, S. P.: Two-parameter Fracture Model for Concrete, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol.111, pp.1227-1241, 1985
- [6] Gustafsson, P. J.: Fracture Mechanics Studies of Non-Yielding Materials Like Concrete - Modeling of Tensile Fracture and Applied Strength Analyses -, Report TVBM-1007, Division of Building Materials, Lund Institute of Technology, Sweden, 1985
- [7] Hillerborg, A.: Numerical Methods to Simulate Softening and Fracture of Concrete, Fracture Mechanics of Concrete, Martinus Nijhoff Publishers, pp.141-170, 1985
- [8] CEB-FIP: CEB-FIP Model Code for Concrete 1990
- [9] Elfgrén, L. ed.: Fracture Mechanics of Concrete Structures - from Theory and Applications, RILEM Report, Chapman and Hall, p.407, 1989
- [10] 例えば、Park, R. and Paulay, T.: Reinforced Concrete Structures, John Wiley & Sons, pp.257-258, 1975

表 3.1: 引張軟化を考慮することによる寸法依存性の定量的な説明

断面高さ(cm)	$T_m/T_c$	$Z_m/Z_c$	$M_m/M_c$	$f_t/f_t$
10	1.53	0.89	1.37	1.37
20	1.28	0.93	1.20	1.20
40	1.11	0.96	1.07	1.07



ひびわれ発生時



最大荷重時

表 3.2: 実験結果

はり 高さ (cm)	供試 体数	曲げ強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )				
		実験値		推定値		
		平均	標準偏差	[a]	[b]	[c]
5	8	44.4	3.84	49.6 (1.12)	47.5 (1.07)	46.1 (1.04)
10	8	41.2	3.79	43.9 (1.07)	41.7 (1.01)	41.1 (1.00)
20	5	37.3	2.21	38.5 (1.03)	36.7 (0.98)	36.0 (0.97)
30	4	35.3	1.44	35.9 (1.02)	34.5 (0.98)	33.4 (0.95)
40	4	33.6	3.42	34.4 (1.02)	33.2 (0.99)	31.9 (0.95)

[a]  $f_t = f_{sp}$ ,  $G_F = 0.13$  kgf/cm

[b]  $f_t = f_{sp}$ ,  $G_F = 0.10$  kgf/cm

[c]  $f_t = 0.9 \times f_{sp}$ ,  $G_F = 0.13$  kgf/cm

( ) 推定値/実験値



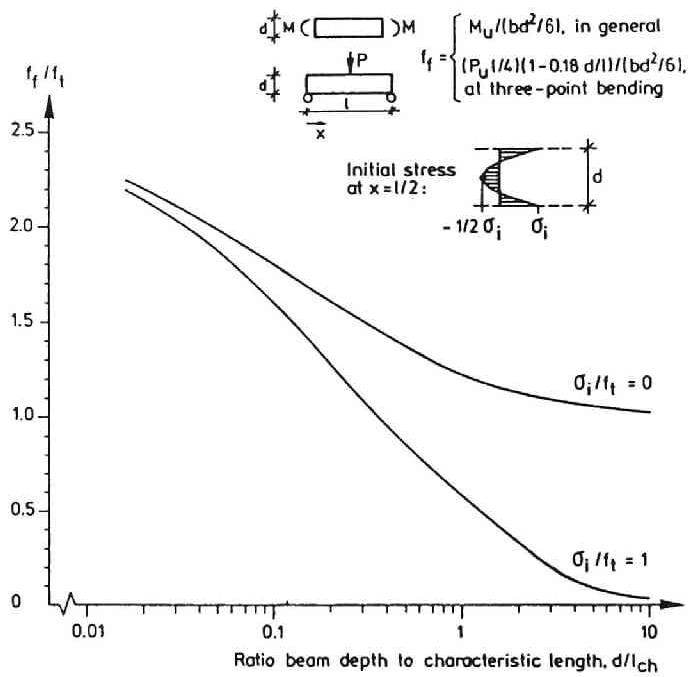


図 3.1: Gustafsson の解析結果

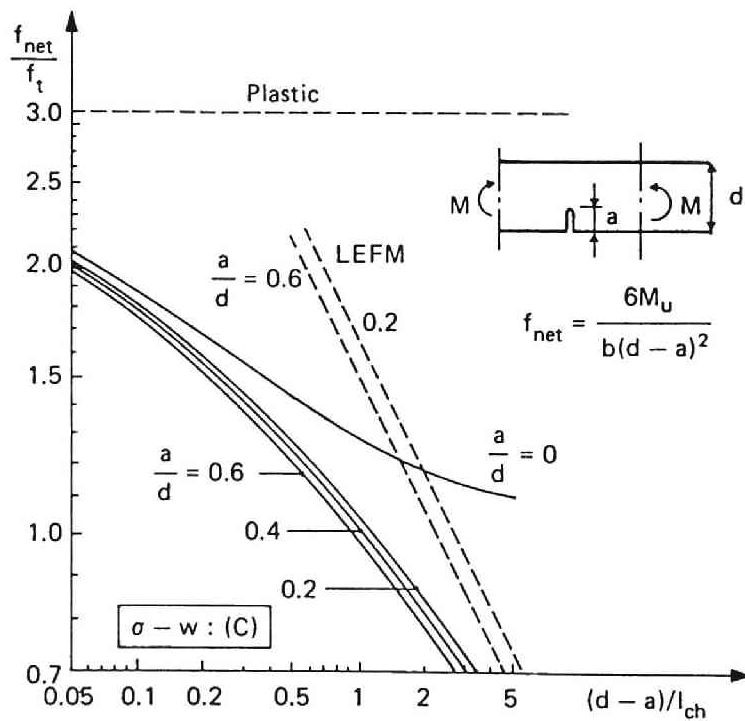


図 3.2: Hillerborg の解析結果

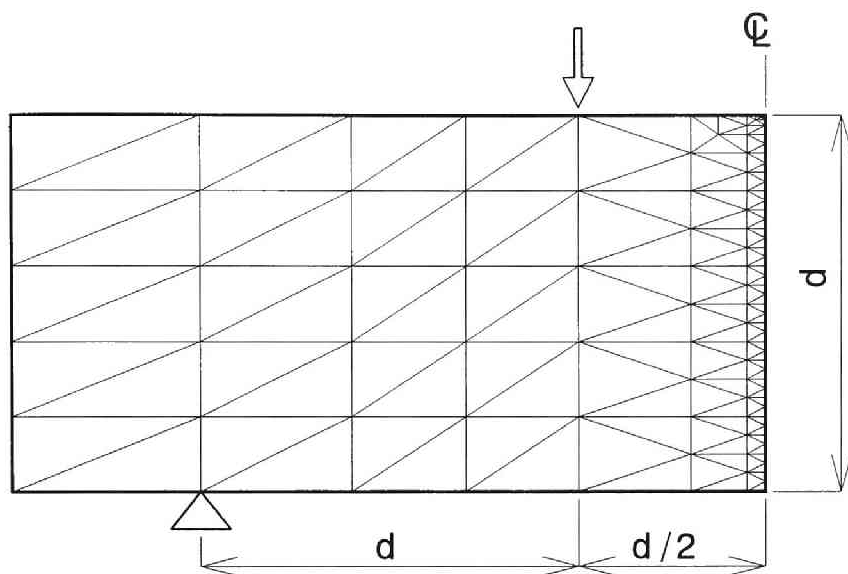


図 3.3: 曲げ供試体の要素分割

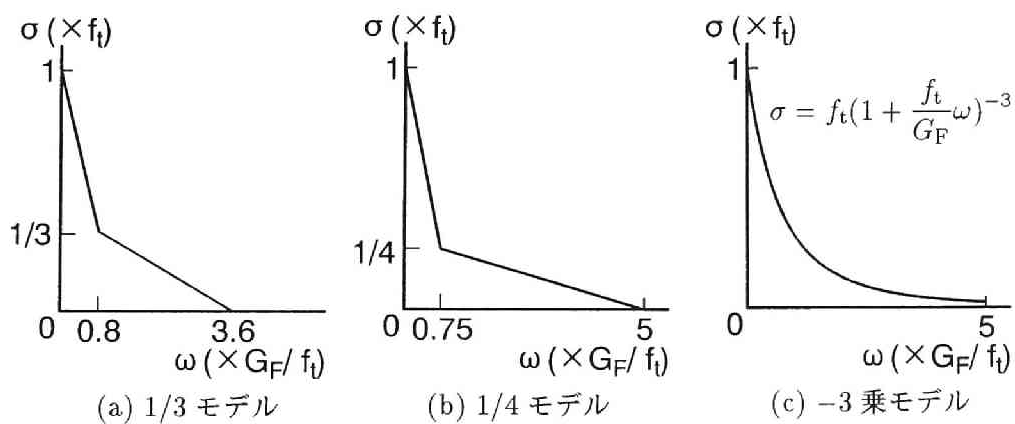


図 3.4: 引張軟化曲線のモデル

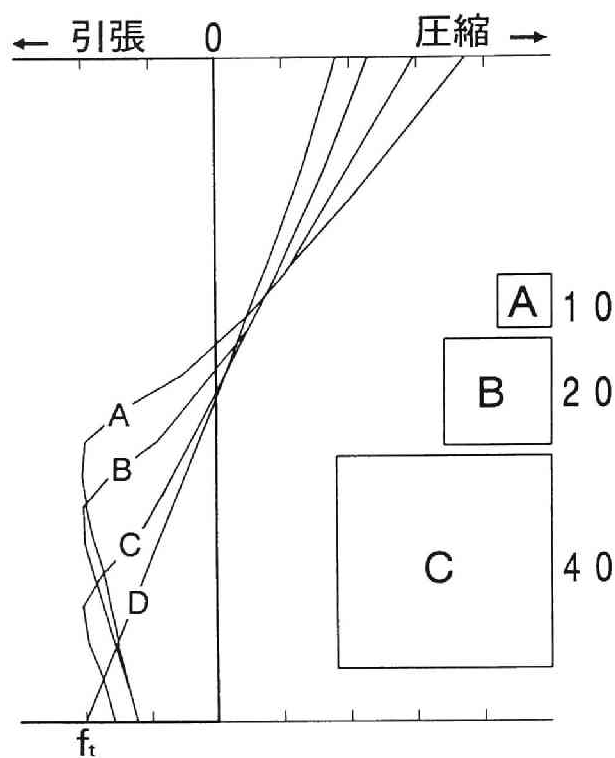


図 3.5: 最大荷重時の断面内の応力分布

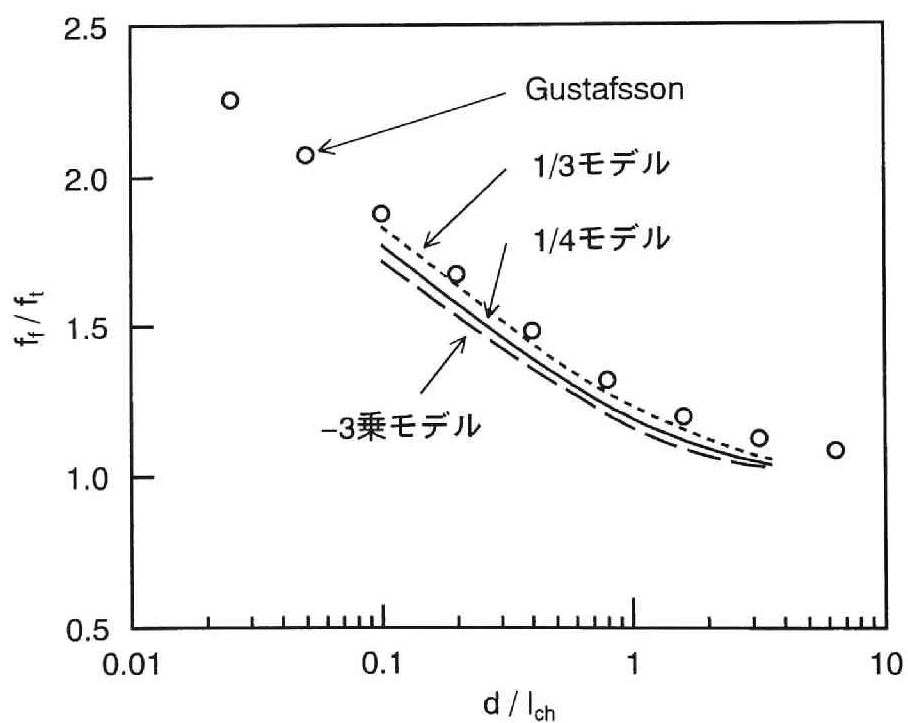


図 3.6: 解析結果

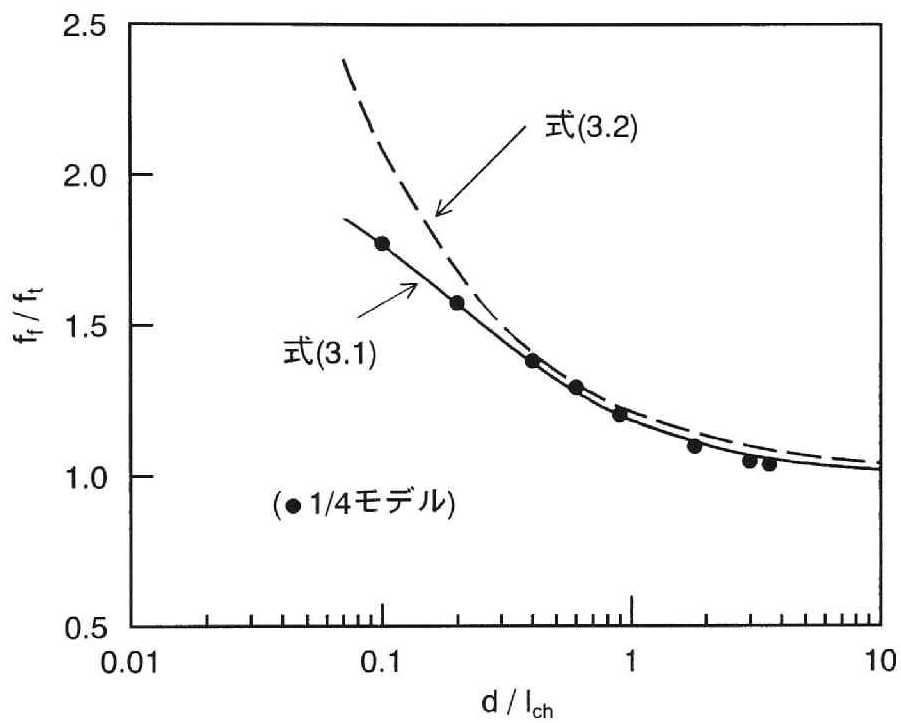
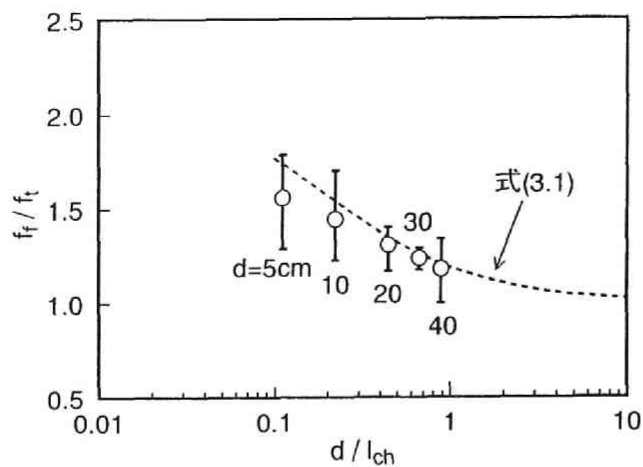
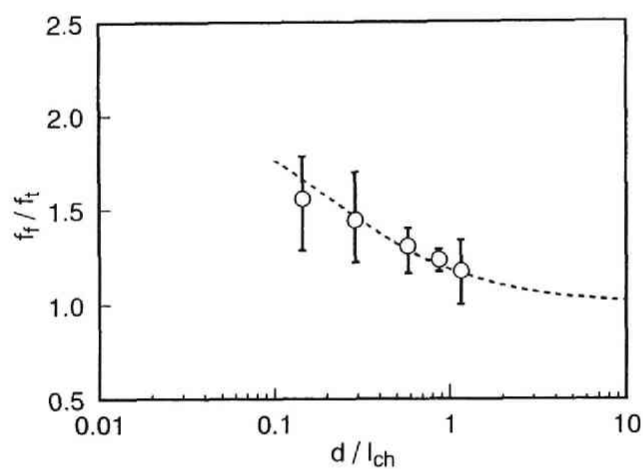


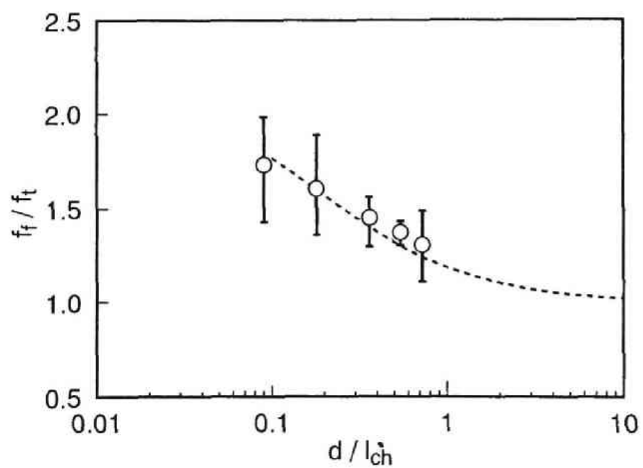
図 3.7: 曲げ強度の推定式



(a)  $f_t = f_{sp}$ ,  
 $G_F = 0.13 \text{ kgf/cm}$

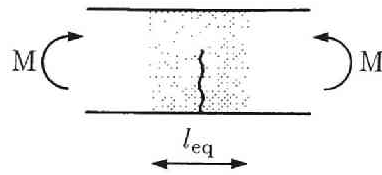


(b)  $f_t = f_{sp}$ ,  
 $G_F = 0.10 \text{ kgf/cm}$

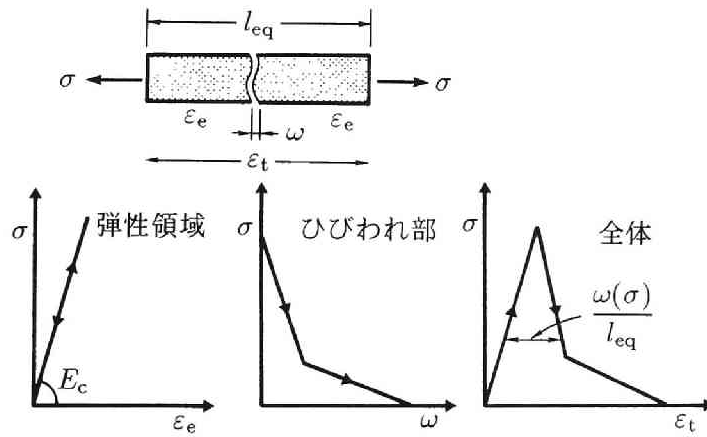


(c)  $f_t = 0.9 f_{sp}$ ,  
 $G_F = 0.13 \text{ kgf/cm}$

図 3.8: 実験結果



(a) はりの等価検長



(b) 等価検長内の応力－ひずみ関係

図 3.9: 等価検長  $l_{eq}$

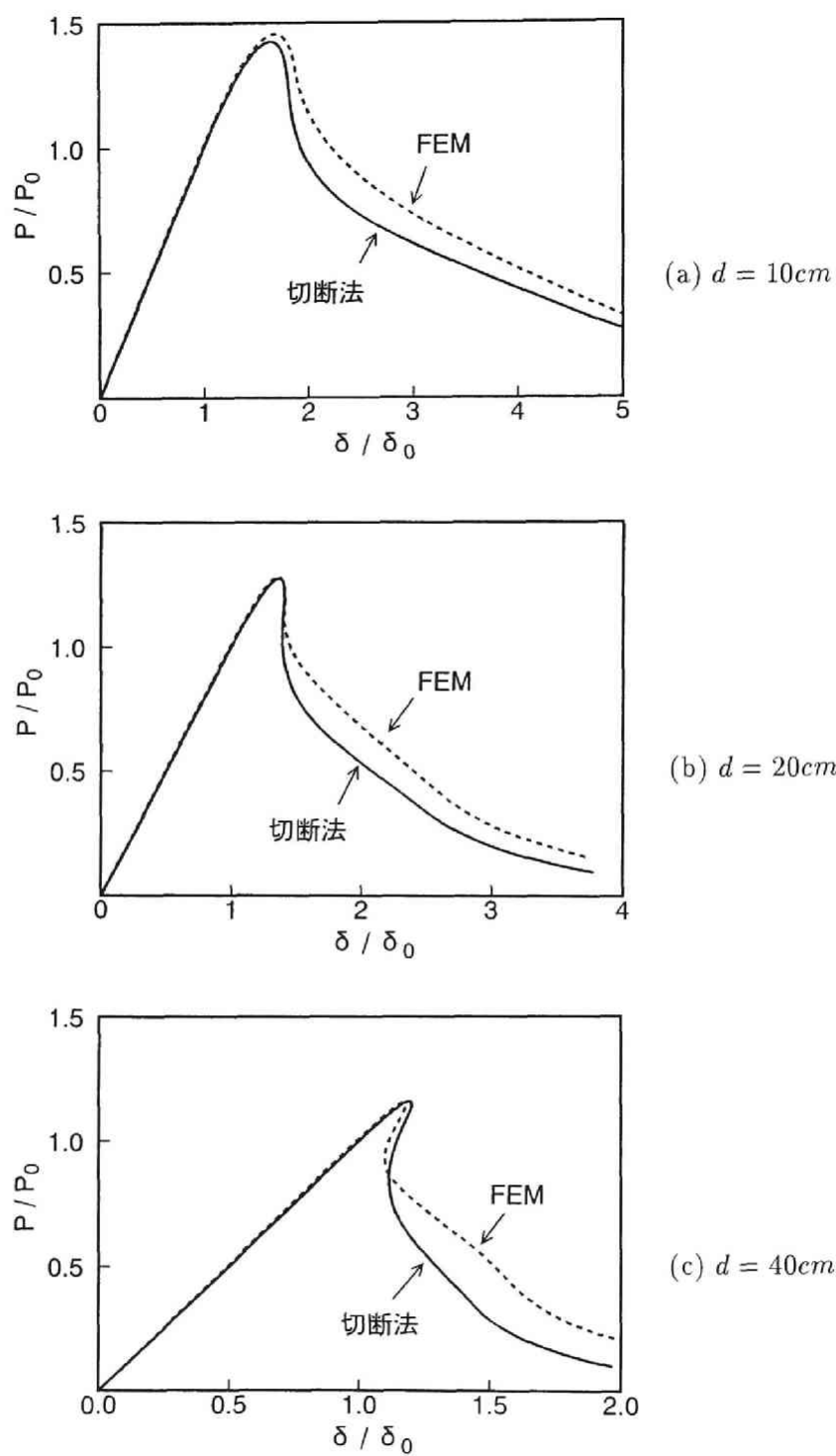


図 3.10: 切断法による曲げ供試体の荷重－変位曲線の計算結果

## 4 鋼繊維補強コンクリートの曲げ破壊性状と引張軟化曲線

### 4.1 まえがき

鋼繊維補強コンクリートは各種の特性を生かして、トンネルのライニング、道路舗装、吹き付けコンクリート、コンクリート製品等に使用されている。さらに施工の合理化の観点から、鋼繊維補強コンクリートを使用すると配筋を省略あるいは低減できる点も注目されている。

鋼繊維補強コンクリートとしては、長さ数 cm の鋼製の短繊維を容積比で 1% 前後混入したものが比較的多く用いられている。鋼繊維補強コンクリートの力学的性能は、曲げ試験や圧縮試験により求めた強度やタフネスの値により一般に評価されている [1]。しかし、これらの値のみでは実際の構造物における鋼繊維補強コンクリート部材の破壊性状を十分には把握することができないため、部材の設計に反映させ易い材料特性のパラメータを用いた、より適切な評価手法の確立が望まれている。

そこで本章では、鋼繊維補強コンクリートを対象とし、荷重変位関係で表わされる曲げ破壊性状や曲げ強度の寸法依存性について、載荷試験ならびに引張軟化曲線を組込んだ破壊力学的手法により検討することとした。

### 4.2 試験および解析方法

鋼繊維補強コンクリートの曲げ強度と破壊性状について検討することを目的として寸法が異なる供試体の曲げ試験を行うとともに、引張軟化曲線と破壊エネルギーを測定するため、切欠き供試体の曲げ試験を行った。

#### (a) 鋼繊維補強コンクリート

インデント付きストレート鋼繊維 ( $\phi 0.6 \times 30\text{mm}$ ) を、容積比で 1% 混入した鋼繊維補強コンクリート (SF1 と呼ぶ) を用いた。ベースコンクリートにはレディミクストコンクリート (呼び強度  $255\text{kgf/cm}^2$ 、粗骨材最大寸法  $15\text{mm}$ 、スランプ  $15\text{cm}$ 、空気量 4%) を使用し、鋼繊維は生コンプラントにて混入した。なお、鋼繊維混入により打設時のスランプは、 $3\text{cm}$  となった。コンクリートの配合を表 4.1 に、また試験時材令における強度試験結果を表 4.2 に示す。なお、両表には、後述の 4.7 節において材料特性が曲げ破壊性状に及ぼす影響について検討するために引用したデータ (F1, F2)[2] が併記してある。

#### (b) 寸法が異なる供試体の曲げ試験 [3]

はり高さを  $5\text{ cm}$ 、 $10\text{ cm}$ 、 $20\text{ cm}$ 、 $40\text{ cm}$  と変化させた正方形断面のはり供試体 (以下 S5、S10、S20、S40 と呼ぶ) について載荷試験を行った。供試体長は原則



としてはり高さの4倍とし、載荷スパン長ははり高さの3倍とした。図4.1に示すように載荷方法は3等分点載荷とし、いずれの供試体も打設方向が載荷時のはり幅方向となるように載荷した。支点における拘束を取り除くために両支点ともローラー支持とした。載荷試験は供試体が湿潤状態の下で、材令39日より46日の間に行った。はり高さが5cmの供試体(S5)については最大荷重のみを計測し、他の供試体については、すべて荷重－変位曲線の計測を行った。荷重はS40供試体については容量50tonf、それ以外の供試体については容量10tonfのロードセルにより計測し、変位はストロークが25mmの高感度変位計により計測した。図4.1に示すように、変位計は供試体の載荷点直下と支点上に設置し、供試体の荷重方向の変位の計測値から支点沈下の影響を取り除いた。最大荷重点以降に急激な破壊が生じないように、必要に応じて除荷と再載荷の操作を繰返し、荷重－変位曲線を計測した。なお、試験には各寸法とも4本以上の供試体を用いた。

#### (c) 切欠き供試体の曲げ試験

コンクリートの破壊エネルギー  $G_F$  を求めるための RILEM の試験法 [4] に準じて、供試体寸法を  $10 \times 10 \times 84$  (スパン 80cm) とし、切欠き深さを 5cm とした。試験には5本の供試体を用いた。図4.2に示す3点曲げ試験より得られる荷重－載荷点変位と切欠き先端のひびわれ幅（開口変位）－載荷点変位の関係から、第2章で示した修正J積分法により引張軟化曲線を推定した。

#### (d) 解析方法

解析は、第2章で示した仮想ひびわれモデルを組込んだ有限要素法を用いた。3等分点載荷を受ける曲げ供試体の要素分割図を図4.3に、また切欠き供試体の要素分割図を図4.4に示す。解析に用いた材料特性は表4.2に示した通りである。

### 4.3 曲げ破壊性状と曲げ強度の試験結果

載荷試験より得られた S10、S20 ならびに S40 の荷重－変位曲線を図 4.5(a)～(c) に示す。今回実験を行った鋼繊維補強コンクリート供試体の荷重－変位曲線では、はり高さが 20cm 以上の供試体において2つのピーク荷重が現れた。最初に現れたピーク荷重を  $P_1$ 、次に現れたものを  $P_2$  とし、それぞれ表 4.3 に示す。なお、各寸法の供試体数は前述のようにいずれも4本以上であり、表に示した値は得られた荷重の平均値である。はり高さが 20cm の供試体では、第1ピーク荷重  $P_1$  が第2ピーク荷重  $P_2$  よりも大であったが、はり高さ 40cm の供試体では、逆に第2ピーク荷重  $P_2$  が第1ピーク荷重  $P_1$  より大きくなった。なお、はり供試体に発生した目視できるひびわれは、いずれの場合も1本のみであった。

各ピーク荷重  $P_1$ 、 $P_2$  から求めた曲げ強度  $f_{t1}$ 、 $f_{t2}$  を表 4.3 に示す。それぞれの曲げ強度は、自重の影響を加えた作用曲げモーメントを断面係数で除して求めたも

のである。はり高さと曲げ強度  $f_{t1}$ 、 $f_{t2}$  との関係を図 4.6 に示す。 $f_{t1}$  ははり高さの増加にともない減少したが、はり高さが 20cm から 40cm へ増加すると  $f_{t2}$  は増加した。

## 4.4 引張軟化曲線と破壊エネルギー

### 4.4.1 破壊エネルギー $G_F$

切欠き供試体の 3 点曲げ載荷試験より得られた荷重－変位曲線から、RILEM の試験法 [4] を準用して破壊エネルギー  $G_F$  を算出した結果、 $G_F = 3.5 \text{ kgf/cm}$  であった。なお、繊維補強コンクリートの場合、RILEM の方法を準用して求めた  $G_F$  の値には供試体の圧縮域における圧壊のエネルギーが若干含まれている。

### 4.4.2 修正 J 積分法により求めた引張軟化曲線

修正 J 積分法により求めた鋼繊維補強コンクリート (SF1) の引張軟化曲線 (以下、J 曲線と呼ぶ) を図 4.7 に示す。軟化開始応力点 (引張強度点) から、ひびわれ幅の増大に伴い伝達される応力は急激に低下するが、ひびわれ幅が約 0.03mm に達すると応力の低下は小さくなり鋼繊維の補強効果が現れている。

なお、修正 J 積分法は第 2 章で述べた通り、 $G_F$  を求めるための RILEM の試験法に組み合わせることができ、引張軟化曲線の概形を求めるには簡単で便利であるが、引張軟化曲線のごく初期の部分 (軟化開始点の応力である引張強度) と最終部分 (伝達される応力がゼロとなる完全ひびわれ幅) を正確には求められないため、割裂引張試験から求めた引張強度を軟化開始応力とし、引張軟化曲線下の面積が  $G_F$  の値に一致するように完全ひびわれ幅を決めた。

J 曲線を用いて切欠きはりの荷重－変位曲線を解析し、実験で求めた荷重－変位曲線とともに図 4.8 に示す。解析結果は第 1 ピーク荷重を高めに与えているものの、解析により求めた荷重－変位曲線の形状は実験結果によく一致している。J 曲線を用いて寸法が異なるはり供試体の荷重－変位曲線を解析した結果を図 4.9 に示す。解析結果は実験結果に比較的よく対応している。なお、J 曲線を解析に用いる場合には、J 曲線の形状の特徴を損なわない程度に多直線で近似したものをを用いた。近似した多直線の折れ点の位置を図 4.7 の中に示す。

### 4.4.3 引張軟化曲線のモデル

コンクリートの引張軟化曲線を推定する場合、供試体の荷重－変位曲線が実験値と解析値で一致するように引張軟化曲線を解析により逆推定する方法がある [5]。そ

こで本研究では、各寸法の供試体のピーク荷重の値、2つのピークの有無、荷重－変位曲線全体の形状等の再現性がより良くなるよう、反復試行によりJ曲線を改良した。全体を5本の直線で表した引張軟化曲線のモデル（以下、モデルIと呼ぶ）を図4.10に示す。J曲線に比べ、モデルIでは折れ点②から③に至る間の引張軟化曲線下の面積が大きい。モデルIの折れ点③（ひびわれ幅  $0.1\text{mm}$ ）を点Aとよぶ。

モデルIを用いて解析した荷重－変位曲線を図4.9に示す。前述のようにJ曲線を用いた荷重－変位曲線の解析結果も比較的良好に実験結果と対応しているが、改良したモデルIを用いた解析結果では第1ピークから第2ピークへ至る間の性状等が、特に供試体の高さが  $10\text{cm}$  と  $40\text{cm}$  の場合に改善されている。なお、次節以降の解析ではモデルIを用いる。

なお、コンクリートの引張軟化曲線は、直接引張試験により計測することが本来望ましいが、それが困難な場合には、切欠き供試体の曲げ試験から修正J積分法により引張軟化曲線の概形を求めることが有効であり、場合によっては得られた曲線をさらに解析を併用して改良することも有効であると考えられる。

#### 4.5 曲げ試験時のピーク荷重

はり高さが  $20\text{cm}$  および  $40\text{cm}$  の場合、実験およびモデルIを用いた解析では、荷重－変位曲線にピーク荷重が2つ現れた。表4.3に解析値として、ピーク荷重の値に加えて、それぞれのピーク荷重  $P_1$ 、 $P_2$  の時の供試体下縁のひびわれ幅  $COD_1$ 、 $COD_2$ を示す。

解析結果より、 $COD_1$  はモデルIの点A(図4.10中、応力  $15.5\text{kgf/cm}^2$ 、ひびわれ幅  $0.1\text{mm}$ )より小さく、 $COD_2$  は点Aより大きいことがわかる。したがって、マトリックスの抵抗を表す点Aまでの軟化曲線の形状の影響を第1ピーク荷重  $P_1$  は受け、一方第2ピーク荷重  $P_2$  は点A以降の鋼繊維の補強効果が現れた部分の影響を受けるものと考えられる。

$P_1 < P_2$  となるはり高さ  $40\text{cm}$  の供試体を例にとり、モデルIを図4.11(a)に示すようにモデルI-1とI-2に分けて解析し、結果を図4.11(b)に示す。モデルI-1より求めた荷重－変位曲線の最大荷重は、モデルIによる荷重  $P_1$  と一致し、モデルI-2より求めた荷重－変位曲線の最大荷重は、モデルIによる荷重  $P_2$  とほぼ同一となった。この解析結果から、点Aがマトリックスの抵抗を表す限界点であることがわかる。

上記の解析結果から、第1ピーク荷重  $P_1$  から求めた曲げ強度  $f_{f1}$  はマトリックスが示す曲げ強度であり、第2ピーク荷重  $P_2$  から求めた曲げ強度  $f_{f2}$  は鋼繊維による補強効果が発揮された曲げ強度であると考えられる。 $P_1 > P_2$  となるようなはり高さが小さい供試体(S5、S10、S20)では、今回試験した鋼繊維補強コンクリートの補強効果が最大荷重に対して十分生かされておらず、逆に、 $P_1 < P_2$  となるは

り高さが大きい供試体 (S40) では、最大荷重に対して鋼繊維の補強効果が現れているものと考えられる。

#### 4.6 曲げ強度の寸法依存性

表 4.3 に解析より得られた曲げ強度  $f_{f1}$  と  $f_{f2}$  を併記する。前述のようにそれぞれの曲げ強度は、自重の影響を加えた作用曲げモーメントを断面係数で除して求めたものである。

図 4.12 には、解析より得られた曲げ強度とはり高さの関係を示す。実験を行っていないはり高さが 60cm、80cm、100cm の供試体 (以下 S60、S80、S100 と呼ぶ) の解析結果も示す。また、第 3 章で示した引張軟化曲線を 1/4 モデルとした普通コンクリートの解析結果 ( $f_t = 28.5 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $G_F = 0.1 \text{ kgf/cm}$ ) も同図に示す。図 4.12 からわかるように、解析結果においても鋼繊維補強コンクリートの曲げ強度ははり高さの増大に伴って減少した。はり高さの増大にともない曲げ強度  $f_{f1}$  の減少する傾きは、普通コンクリートの曲げ強度の減少する傾きと同様であった。また、はり高さの増大にともなって  $f_{f2}$  が減少する割合は  $f_{f1}$  の減少割合に比べて小さかった。これは、荷重  $P_2$  に達する時のひびわれ幅  $COD_2$  が、引張軟化曲線の勾配が緩やかな領域 (モデル I の点 A 以降) にあり、ひびわれ断面の引張側における応力分布の変化が、寸法が増加しても小さくなるためであると考えられる。

鋼繊維補強コンクリートの曲げ強度を  $f_{f\max} = \max(f_{f1}, f_{f2})$  と定義した場合、曲げ強度に寸法依存性が認められるものの、今回の実験でははり高さが 20cm から 40cm に増大すると、鋼繊維の補強効果が現れ、曲げ強度の寸法依存性が小さくなることが、本節の解析結果ならびに 4.3 節の実験結果より示された。

#### 4.7 荷重－変位曲線に及ぼす材料特性の影響

ここでは、引張軟化曲線の形状、破壊エネルギー  $G_F$  ならびに弾性係数など、材料特性が異なる場合の荷重－変位曲線に及ぼす影響について解析により検討する。比較検討の対象は、図 4.13 に示す引張軟化曲線であり、それぞれの鋼繊維補強コンクリートの材料特性を表 4.2 に示した。図に示した引張軟化曲線は、モデル I のほかに、今回実験で使用した鋼繊維と同一の形状・寸法で、繊維混入率が 1% と 2% の鋼繊維補強コンクリート (以後これらのコンクリートを F1、F2 と呼ぶ) の引張軟化曲線 [2] である。今回試験した鋼繊維補強コンクリート (SF1) に比べ、F1 の圧縮強度は 25% 程度大きく、破壊エネルギー  $G_F$  も 30% 程度大きい。

F1、F2 のモデルとモデル I とを用いて、はり高さ 10cm、20cm、40cm、80cm の正方形断面供試体 (載荷試験の場合と同様に以下、S10、S20、S40、S80 と呼ぶ)

が3等分点曲げを受ける場合について解析した。得られた荷重－変位曲線を図 4.14 に示す。F1 のモデルではモデル I に比べ引張強度が大きいだけでなく、ひびわれ幅が  $0.1 \sim 0.3 \text{ mm}$  の区間で引張軟化曲線下の面積が広いために、最大荷重付近での荷重－変位曲線の形状が異なり最大荷重が大となった。

一方、ピーク荷重については、F1 のモデルを用いた場合、図 4.14(b) から分かるように S20 では第2ピーク荷重  $P_2$  が現れなかった。S40 では、F1 のモデルとモデル I のいずれを用いた解析においてもピーク荷重が2つ現れ、その大小関係は、 $P_1 < P_2$  であった。S80 ではモデル I を用いた場合、 $P_1$  が現れなかった。F2(鋼繊維を2%混入した鋼繊維補強コンクリート)のモデルの場合、いずれの供試体においても1つしかピーク荷重が現れなかった。

弾性係数が異なる場合 ( $E_c = 1.0 \times 10^5$ 、 $2.0 \times 10^5$ 、 $3.0 \times 10^5$ 、 $4.0 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ ) について、モデル I を用いて得られる S40 の荷重－変位曲線の解析例を図 4.15 に示す。この解析結果から分かるように弾性係数が大きくなると、初期勾配が大きくなるだけでなく、ピーク荷重の値も大きくなった。

#### 4.8 まとめ

鋼繊維を1%混入した鋼繊維補強コンクリートを対象とし、寸法を変化させた供試体の曲げ載荷試験を行い、曲げ強度の寸法依存性や荷重－変位曲線の形状について数値解析を併用して検討した。得られた主な結果は以下の通りである。

(1) 修正 J 積分法によって切欠きはりの試験結果から引張軟化曲線 (J 曲線) を求めたところ、本実験ではひびわれ幅が  $0.03 \text{ mm}$  程度に達すると鋼繊維の補強効果が現れた。この J 曲線を用いた解析により、寸法が異なるはりの荷重－変位曲線を比較的良好に再現することができた。J 曲線を解析によりさらに改良した引張軟化曲線のモデル (モデル I) も示した。

(2) 寸法が大きい供試体 (はり高さ  $20 \text{ cm}$  と  $40 \text{ cm}$  の供試体) では、ピーク荷重が2つ現れ、はり高さが  $40 \text{ cm}$  の供試体では第2ピーク荷重  $P_2$  が第1ピーク荷重  $P_1$  よりも大となった。マトリックスの抵抗を表す軟化曲線の初期の部分の影響を  $P_1$  は受け、一方  $P_2$  は鋼繊維の補強効果が現れた部分の影響を受けることを引張軟化曲線を前後半に分離したモデルにより解析的に明らかにした。

(3) 鋼繊維補強コンクリートの曲げ強度にも寸法依存性が認められるものの、大きな供試体 (はり高さ  $40 \text{ cm}$ ) では鋼繊維補強の効果が現れ、曲げ強度の寸法依存性が小さくなった。

## 参考文献

- [1] 繊維補強コンクリート研究委員会: 繊維補強コンクリートの試験方法に関する規準, 日本コンクリート工学協会, JCI-SF, 1984
- [2] 六郷恵哲, 岩佐正徳, 鈴木泰生, 小柳 洽: 各種コンクリートの破壊力学パラメタ, コンクリート工学年次論報告集, Vol.11, No.1, pp.247-252, 1989
- [3] 加藤英徳, 栗原哲彦, 内田裕市, 六郷恵哲, 小柳洽: 鋼繊維補強コンクリートの曲げ強度の寸法依存性, セメント・コンクリート論文集, No.46, pp.482-487, 1992
- [4] RILEM Draft Recommendation (50-FMC): Determination of the Fracture Energy of Mortar and Concrete by Means of Three-Point Bend Tests on Notched Beams, Materials and Structures, Vol.18, No.106, pp.285-290, 1985.
- [5] Wittmann, F. H., Rokugo, K., Bruhwiler, E. and Simonin, P.: Fracture Energy and Strain Softening of Concrete as Determined by means of Compact Tension Specimens, Materials and Structures, Vol.21, No.121, pp.21-32, 1988

表 4.1: 鋼繊維補強コンクリートの配合

種類	骨材 最大 寸法 (mm)	スラ ンプ (cm)	繊維 混入 率 (%)	空気 量 (%)	水セ ト比 (%)	細骨 材率 (%)	単 位 量(kg/m <sup>3</sup> )					
							水	セメント	細骨材	粗骨材	鋼繊維	混和剤
SF1	15	3.0	1	4.0	45	45	177	396	746	948	79	1.00
F1	15	2.1	1	2.1	54	50	178	329	880	880	79	0.82
F2	15	1.9	2	2.9	54	50	194	360	384	384	157	1.08

表 4.2: 鋼繊維補強コンクリートの材料特性

種類	圧縮強度 kgf/cm <sup>2</sup>	引張強度 kgf/cm <sup>2</sup>	曲げ強度 kgf/cm <sup>2</sup>	弾性係数 ×10 <sup>5</sup> kgf/cm <sup>2</sup>	破壊エネ ルギー kgf/cm
SF1	390	31.1	51.5	3.2	3.50
F1	484	38.0	65.9	2.5	4.47
F2	480	40.3	85.9	3.0	8.46

表 4.3: 試験および解析結果

供 試 体	供試体寸法 幅×高さ ×スパン cm	実験結果				解析結果（モデルⅠを使用）					
		ピーク荷重 tonf		曲げ強度 kgf/cm <sup>2</sup>		ピーク荷重 tonf		曲げ強度 kgf/cm <sup>2</sup>		ピーク荷重時の ひびわれ幅 mm	
		$P_1$	$P_2$	$f_{f1}$	$f_{f2}$	$P_1$	$P_2$	$f_{f1}$	$f_{f2}$	$COD_1$	$COD_2$
S5	5×5×15	0.52	-	60.3	-	0.48	-	58.1	-	0.023	-
S10	10×10×30	1.75	-	51.5	-	1.72	-	51.6	-	0.050	-
S20	20×20×60	6.49	5.91	47.7	43.5	6.19	6.01	46.4	45.1	0.073	0.566
S40	40×40×120	24.1	25.32	45.0	47.4	22.03	23.12	41.3	43.3	0.084	0.609



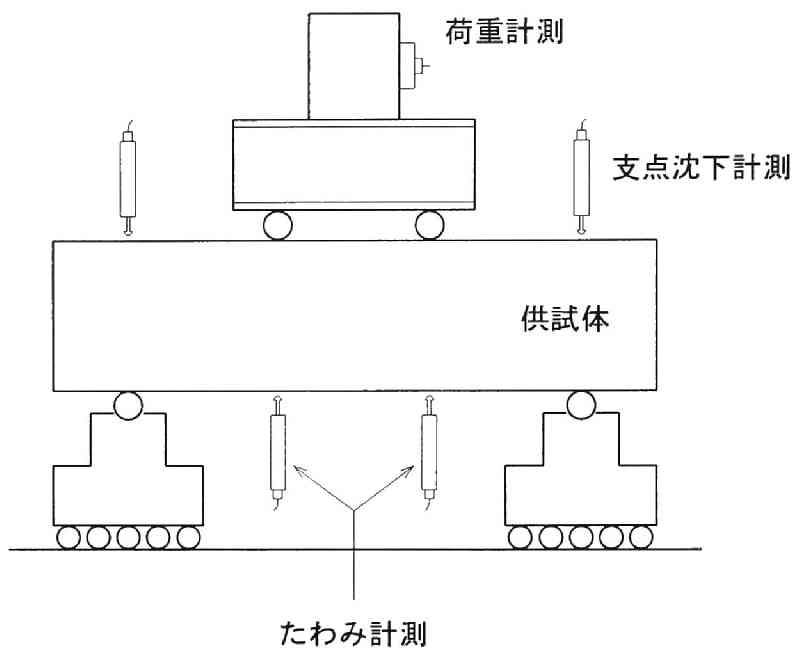


図 4.1: 3 等分点曲げ载荷試験

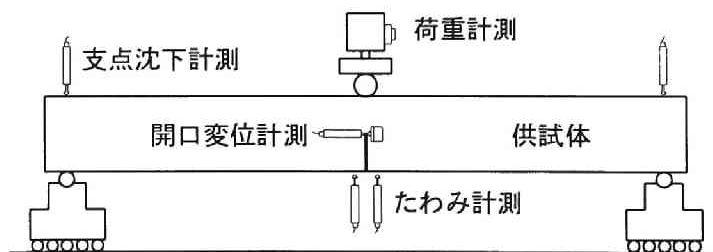


図 4.2: 切欠きはりの 3 点曲げ試験

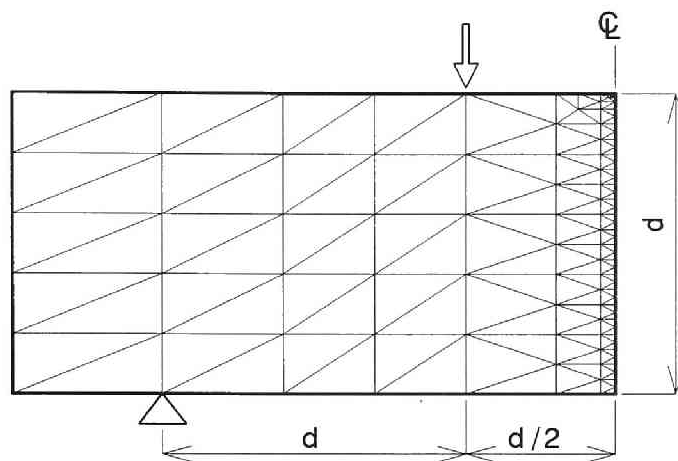


図 4.3: 3 等分点曲げ供試体の要素分割

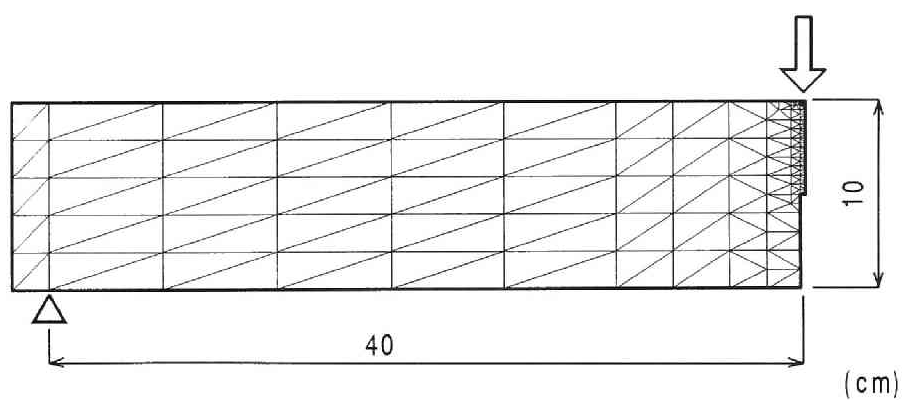


図 4.4: 切欠きはり供試体の要素分割

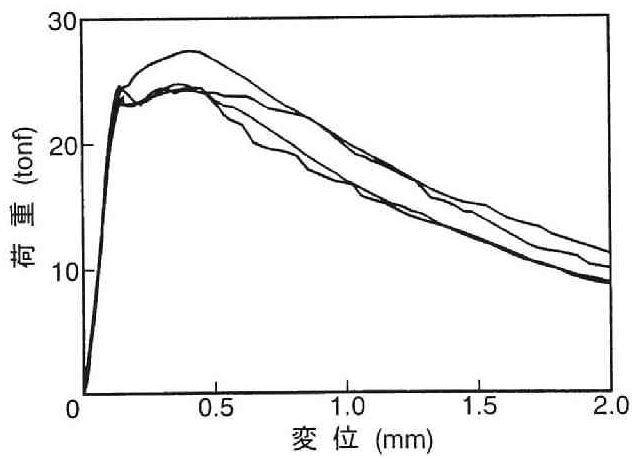
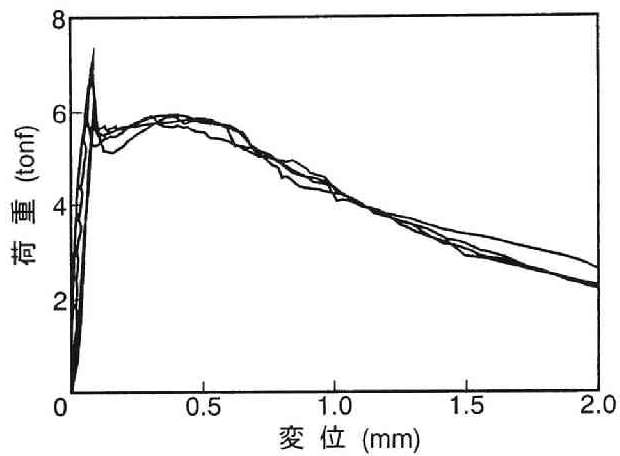
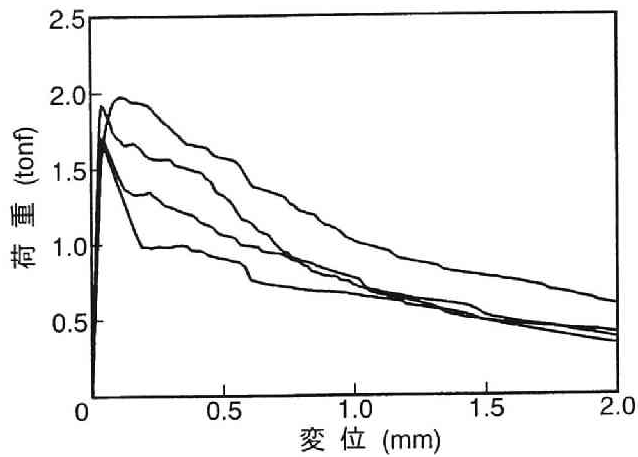


図 4.5: 寸法が異なる曲げ供試体の荷重－変位曲線の試験結果

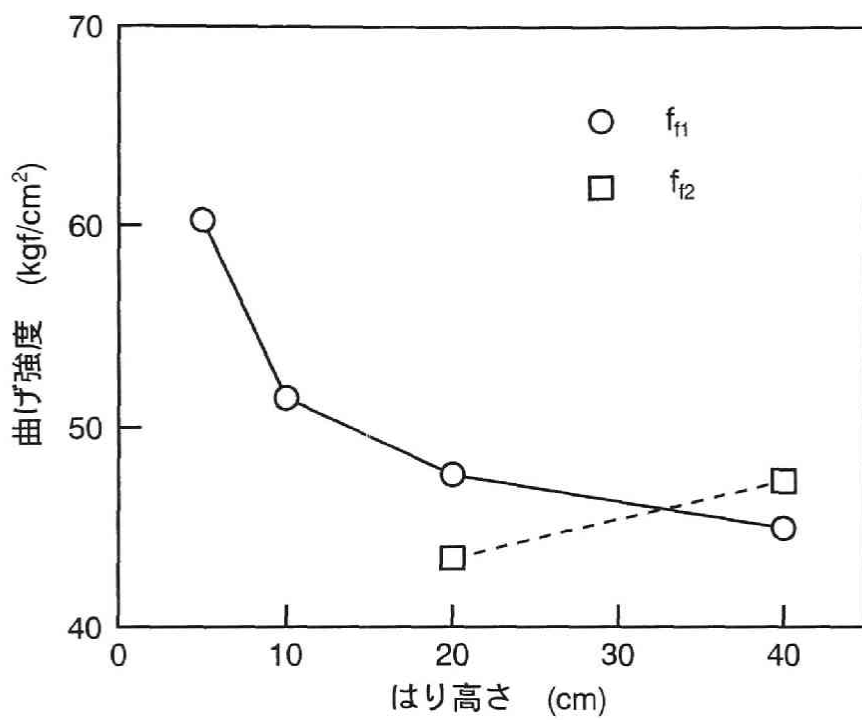
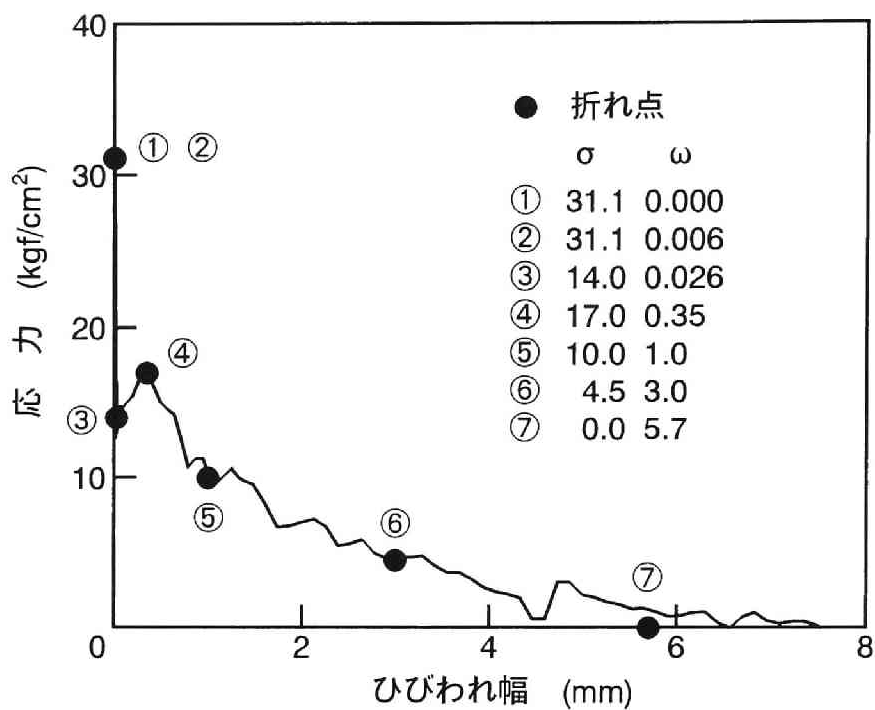
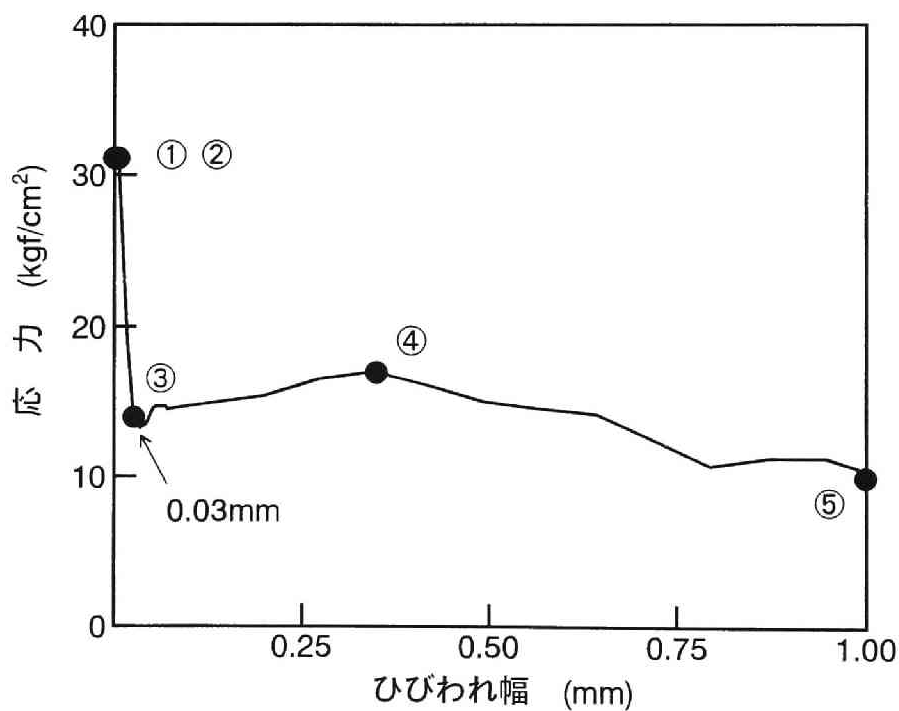


図 4.6: 曲げ強度の寸法依存性 (試験結果)



(a) 全体図



(b) 拡大図

図 4.7: 修正 J 積分法により求めた引張軟化曲線

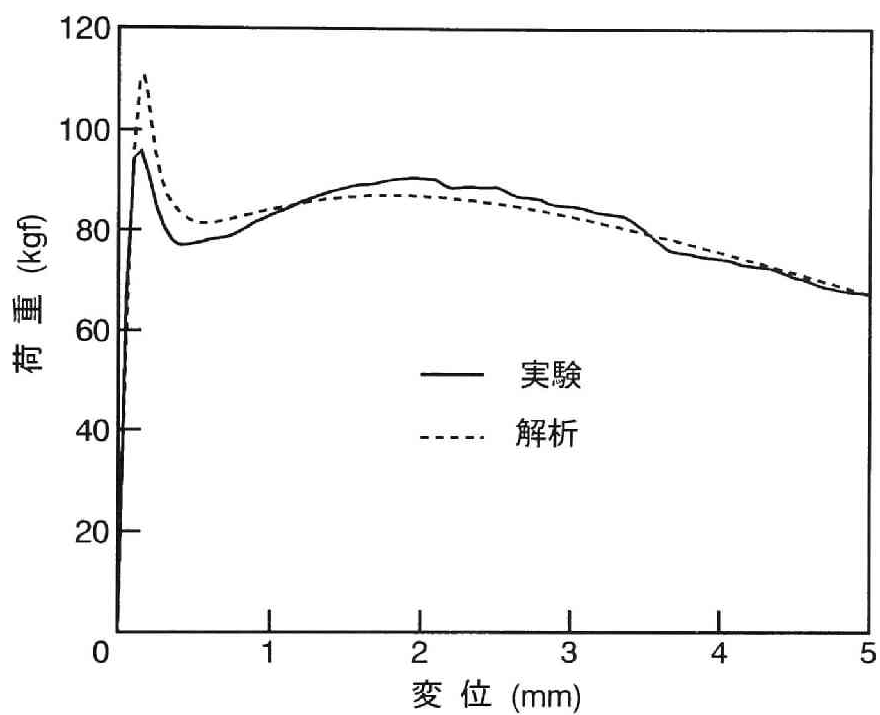
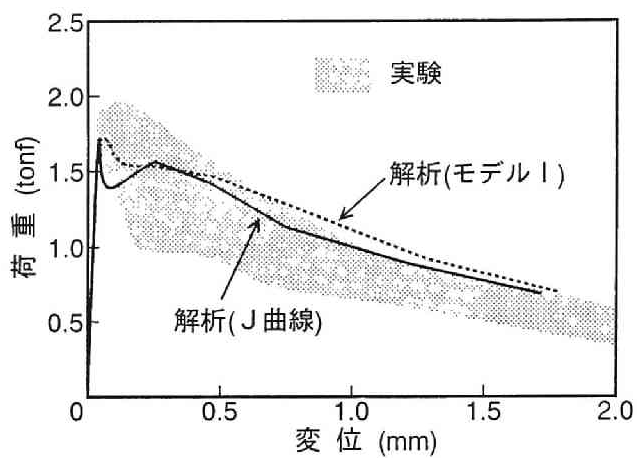
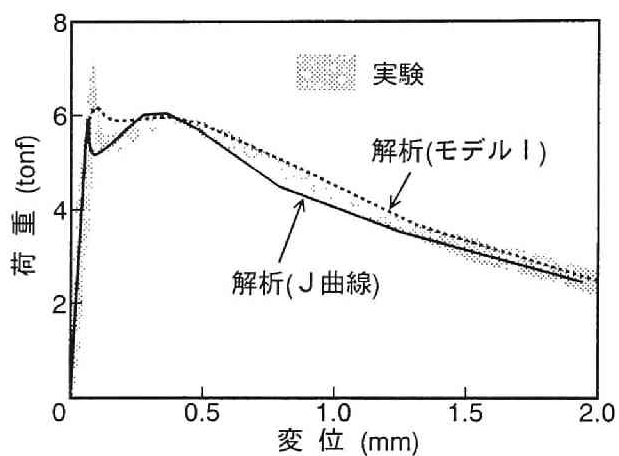


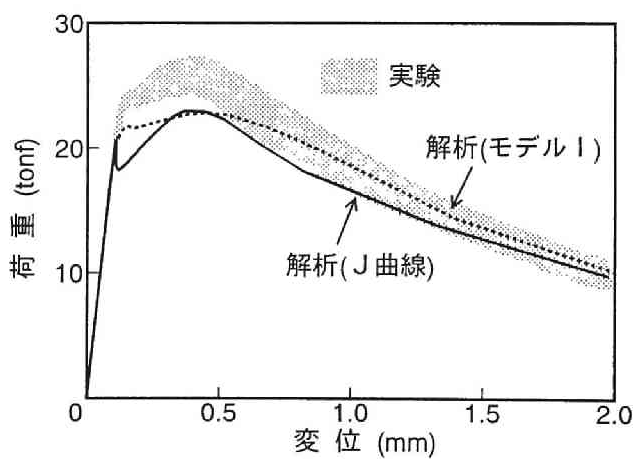
図 4.8: 切欠きはりの荷重－変位曲線



(a) 供試体寸法:  
 $10 \times 10 \times 40\text{cm}$   
 (スパン  $30\text{cm}$ )

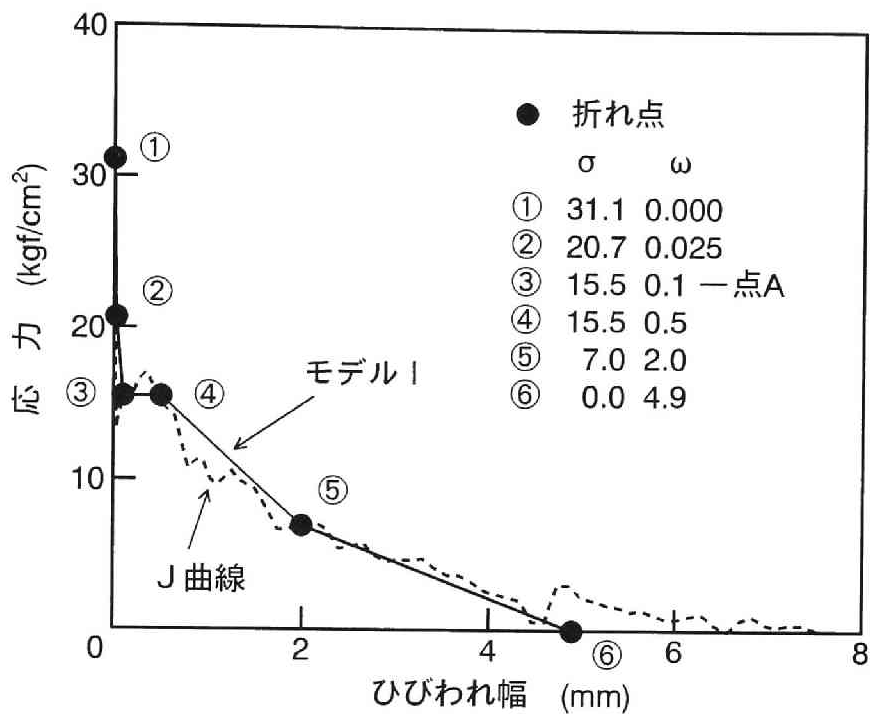


(b) 供試体寸法:  
 $20 \times 20 \times 80\text{cm}$   
 (スパン  $60\text{cm}$ )

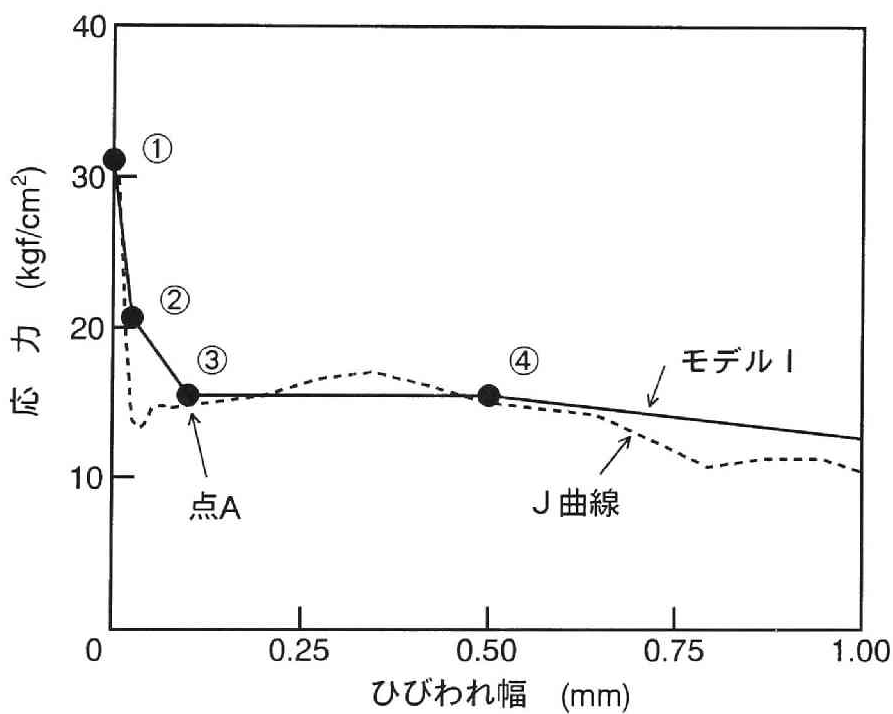


(c) 供試体寸法:  
 $40 \times 40 \times 180\text{cm}$   
 (スパン  $120\text{cm}$ )

図 4.9: 寸法が異なる曲げ供試体の荷重-変位曲線の解析結果



(a) 全体図



(b) 拡大図

図 4.10: 引張軟化曲線のモデル



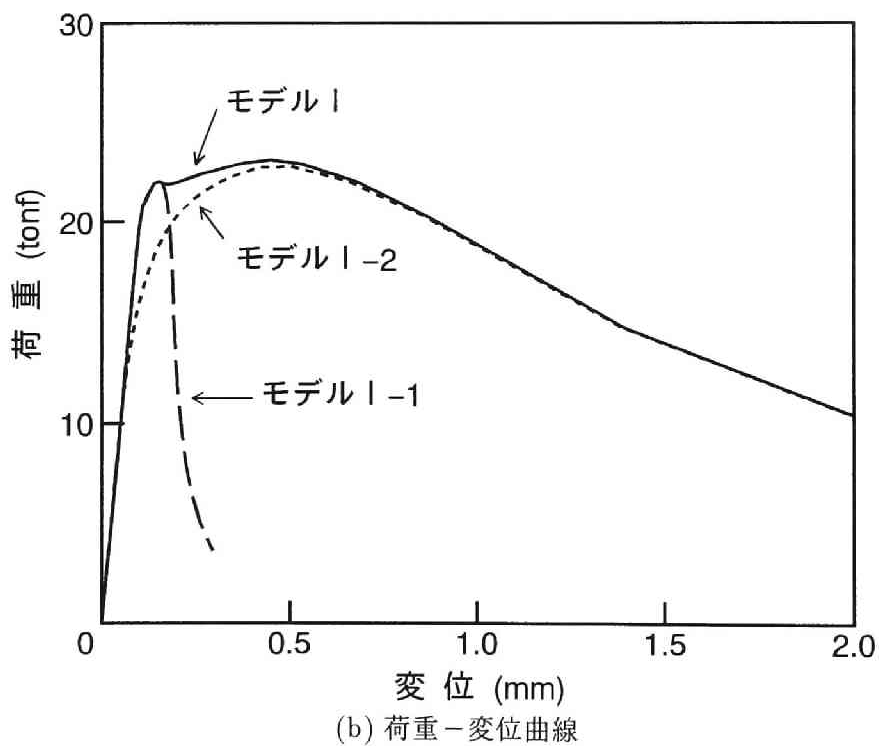
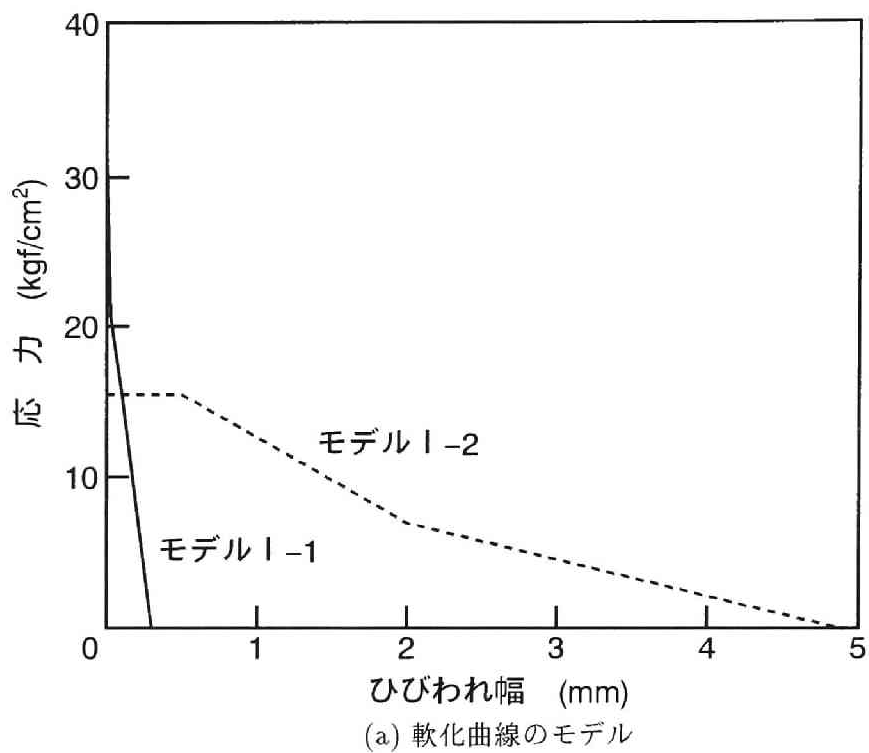


図 4.11: 引張軟化曲線の前・後半部と荷重－変位曲線

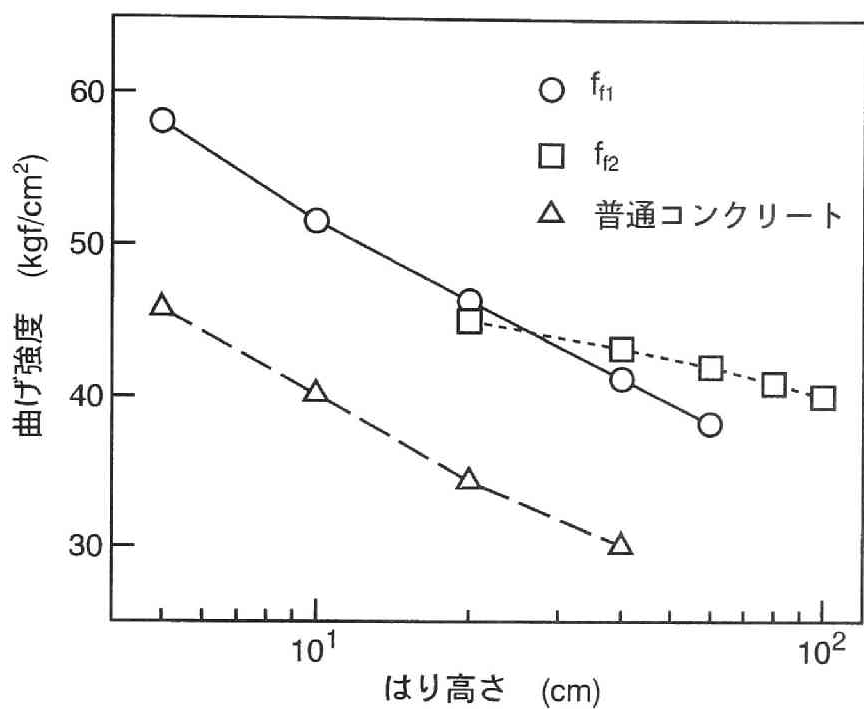


図 4.12: 曲げ強度の寸法依存性 (解析結果)

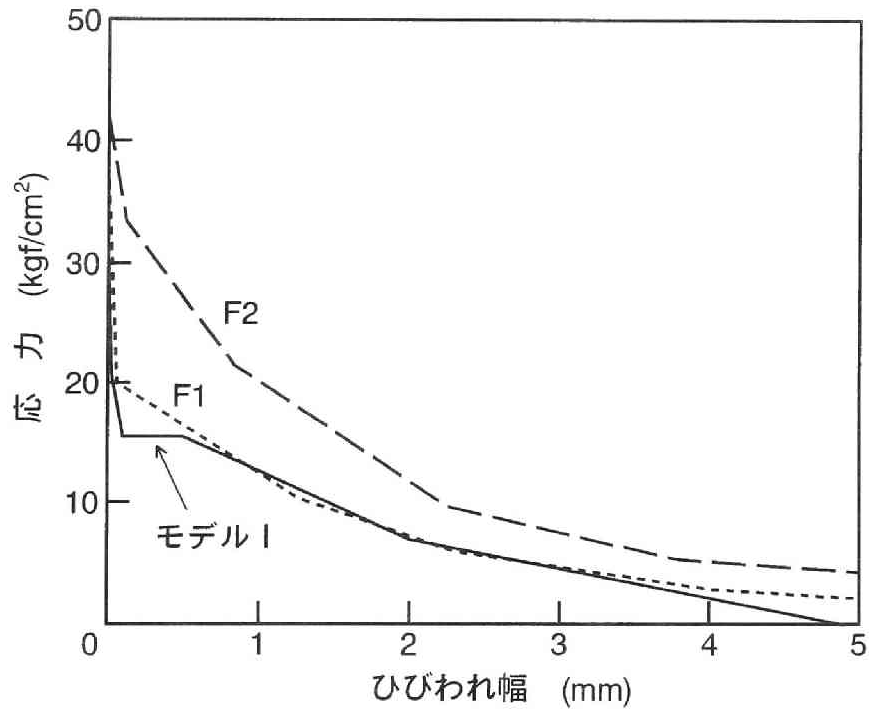
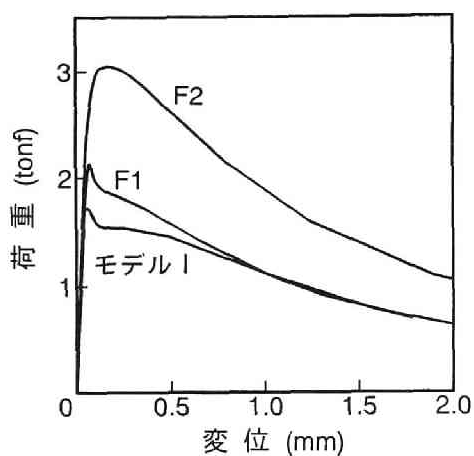
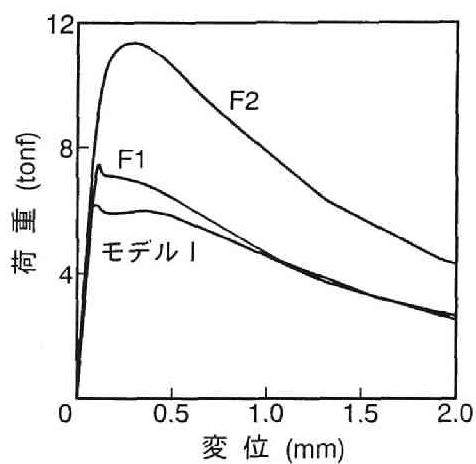


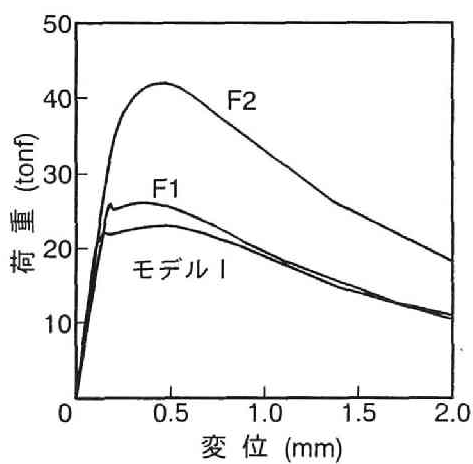
図 4.13: 配合が異なる場合の引張軟化曲線 (F1, F2, モデル I)



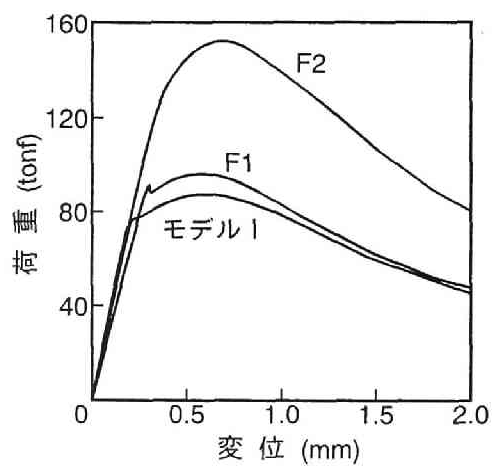
(a) 供試体寸法:  $10 \times 10 \times 40\text{cm}$   
(スパン  $30\text{cm}$ )



(b) 供試体寸法:  $20 \times 20 \times 80\text{cm}$   
(スパン  $60\text{cm}$ )



(c) 供試体寸法:  $40 \times 40 \times 160\text{cm}$   
(スパン  $120\text{cm}$ )



(d) 供試体寸法:  $80 \times 80 \times 320\text{cm}$   
(スパン  $240\text{cm}$ )

図 4.14: 供試体寸法および引張軟化曲線が異なる場合の荷重－変位曲線

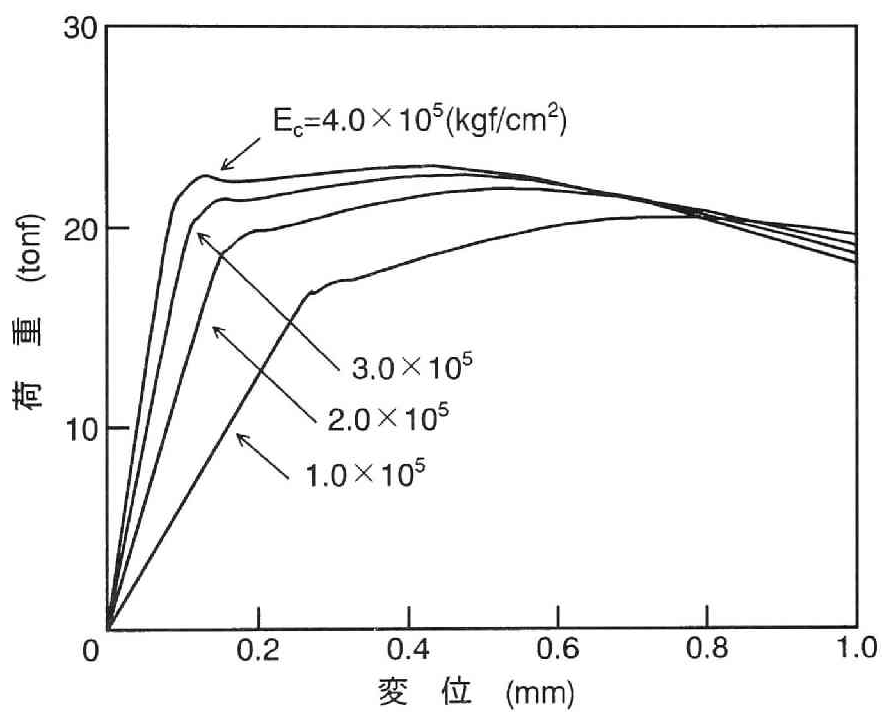


図 4.15: ヤング係数が異なる場合の荷重－変位曲線の解析結果

## 5 寸法依存性に着目した低鉄筋 RC はりの曲げ破壊性状

### 5.1 まえがき

鉄筋比が極端に小さい鉄筋コンクリート部材は、ひびわれ発生直後に鉄筋が降伏あるいは破断して、無筋コンクリートのような脆性的な破壊性状を示す。そのため、国内外の鉄筋コンクリートの設計規準には一般に最小鉄筋量の規定が設けられている。

曲げ部材の最小鉄筋量に関しては、ACI[1]、CEB-FIP[2]、BS[3]などの諸外国の規準では、使用する鋼材の強度などの条件により決められている。これに対し、現行の土木学会コンクリート標準示方書[4]では、曲げモーメントが支配的な棒部材の最小鉄筋比は単に0.2%(ただし、T型断面の場合は0.3%)としてのみ規定されている。この0.2%という値は、鉄筋降伏時の耐力をひびわれ耐力より大きくするという考えに従い、コンクリートの引張強度を $30\text{kgf/cm}^2$ 、鉄筋の降伏点強度を $3000\text{kgf/cm}^2$ として導かれたものである[5]。従って、最小鉄筋比をこのような考えで規定するならば、最小鉄筋比は使用材料の強度等により変化させるのがより合理的であり、またコンクリートには曲げ強度の寸法依存性が存在するので部材の寸法も考慮されるべきであると考えられる。さらに、最近のように構造物が一段と大型化する傾向にある中では、鉄筋比の値としてはわずかな差であっても、建設費に占める鉄筋の材工費としては無視できなくなることと考えられ、より合理的に最小鉄筋比を規定するとともに、ひびわれ耐力、降伏時の耐力ならびに終局耐力のより精度の良い算定方法の確立が望まれる。

ところで、低鉄筋コンクリートはりに関する研究としては、六車ら[6]、島ら[7]および池田ら[8]の研究が挙げられる。六車らは、ひびわれ発生荷重が鉄筋の降伏荷重より小さくなる条件のもとで決まる最小鉄筋比に関して解析的に検討した。ただし、そこでは引張を受けるコンクリートは弾性-脆性破壊材料としてモデル化され、コンクリートの曲げ強度の寸法依存性は考慮されていない。島らは、低鉄筋コンクリートはりの耐力算定について検討しており、ひびわれ耐力については、コンクリートの曲げ強度の寸法依存性を考慮すべきことを指摘し、塩屋ら[9]の曲げ強度の寸法依存性に関する実験式を適用することを提案した。また、終局耐力に関しては、鉄筋のひずみ硬化を考慮しなければならないことを示した。一方、池田らは、低鉄筋コンクリートはりの降伏耐力が通常の計算で求められる値よりかなり大きくなることと、降伏後、耐力が大きく変動することを実験的に示した。そして、それらの原因を、ひびわれ部での鉄筋の局部的なひずみ硬化と付着破壊で説明した。これらの研究においては、コンクリートの曲げ強度の寸法依存性の合理的な組込みと、降伏耐力の算定方法の精度向上が問題点として挙げられよう。

そこで、本章ははり幅および有効高さを変えた低鉄筋比コンクリートはりの載荷

実験を行い、曲げを受ける低鉄筋比コンクリートはりの基本的な破壊性状について検討した結果とともに、第3章で提案した寸法依存性を考慮した無筋コンクリートはりの耐力算定方法を、低鉄筋比コンクリートはりのひびわれ耐力および降伏耐力の計算に適用した結果について述べる。

## 5.2 実験概要

### 5.2.1 供試体の種類

実験に用いた供試体の種類および寸法諸元を表 5.1 および図 5.1 に示す。供試体はすべて単鉄筋長方形断面はりである。供試体は、鉄筋量を一定として断面の幅を変化させた A シリーズと、鉄筋比を一定として有効高さを変化させた B シリーズの 2 種類である。A シリーズは断面の幅が  $7.5\text{cm}$ ～ $50\text{cm}$  まで変化しており、鉄筋比は  $0.54\%$ ～ $0.08\%$  である。一方、B シリーズの鉄筋比は  $0.10\%$  と一定で、有効高さを  $15.7$ 、 $31.2$  および  $47.2\text{cm}$  の 3 種類に変化させた。いずれの供試体もせん断補強は行っていない。供試体は、寸法が最も大きい B-2050 では 1 体であるが、残りの試験条件についてはそれぞれ 2 体ずつ作成した。

使用した鉄筋はいずれも D6 異形鉄筋であり、降伏点強度、引張強さおよび破断時伸びは、それぞれ  $42.9\text{kgf/mm}^2$ 、 $57.0\text{kgf/mm}^2$  および  $24\%$  である。コンクリートには最大粗骨材寸法  $15\text{mm}$  のレディーミクストコンクリートを使用した。供試体は打設後 2 日目～5 日目に脱型し、その後実験室内で湿布養生した。載荷試験は材令 53 日～55 日の間に行った。載荷試験時材令におけるコンクリートの強度試験結果を表 5.2 に示す。

### 5.2.2 載荷および計測方法

載荷はすべて 3 等分点載荷とし、載荷スパンは、せん断スパン比 ( $a/d$ ) がいずれの供試体もほぼ 3 となるように、A シリーズでは  $1.5\text{m}$  とし、B シリーズでは  $1.5\text{m}$  (B-2018)、 $3.0\text{m}$  (B-2034)、 $4.5\text{m}$  (B-2050) とした。両支点をピン支持し、さらにはり軸方向の拘束の影響を避けるため、片側の支点下にはローラーを挿入した。A シリーズの全供試体および B-2018 供試体は、容量  $40\text{tonf}$  のはり試験機で載荷した。B-2034 と B-2050 供試体については、反力床に PC 鋼棒 ( $2\phi 17\text{mm}$ ) を用いた載荷フレームを組立て、手動ジャッキ (容量  $30\text{tonf}$ ) を用いて載荷した。試験時には、変位速度がほぼ一定となるように試験機のバルブあるいは手動ポンプを手動で調整した。なお、ひびわれが発生して瞬間的に荷重が低下する部分は制御されておらず、送油バルブを開いたまま載荷を継続した。

荷重と載荷点直下の変位をパソコンの制御下にある静ひずみ計を用いて計測した。また一部の供試体については、圧縮縁および引張縁のコンクリートのひずみ分布を計測するためモーメントスパンのほぼ全長にわたってひずみゲージを貼付した。使用したひずみゲージのゲージ長は  $30\text{mm}$  であり、これを千鳥に配置することで、供試体軸方向に連続して貼付した。なお、ひずみゲージを貼付するため、原則としていずれの供試体も載荷試験の 2 日前に湿布を取り外し表面を実験室内で自然乾燥させた。ひずみゲージは、各試験条件の 2 体の供試体のうち 1 体に貼付した。従って、以下の考察においては、主にひずみゲージを貼付した供試体の結果を用いる。

### 5.2.3 限界耐力の定義

実験におけるひびわれ耐力  $P_{cr}$ 、降伏耐力  $P_y$ 、終局耐力  $P_u$  を次のように定義し、載荷試験により得られた荷重－変位曲線から読み取った。

(i) ひびわれ耐力  $P_{cr}$ : 荷重－変位曲線の初期において勾配が明らかに変化したときの荷重。荷重－変位曲線が緩やかなカーブを描きながら変化している場合には、初期勾配と後の勾配一定の部分から直線を引き、それらの直線の交点の荷重とした。なお、この荷重は、目視ひびわれ発生荷重にほぼ一致する。

(ii) 降伏耐力  $P_y$ : 荷重－変位曲線上でひびわれ耐力以降、傾きが明らかに変化した荷重。ただし、ひびわれが発生し急激に荷重が低下すると同時に降伏するような場合には、下がりきった荷重とした。

(iii) 終局耐力  $P_u$ : 降伏後から最大変位（鉄筋破断などの最終変位）までの間での最大の荷重。

## 5.3 限界耐力の算定方法

### 5.3.1 従来法

(a) ひびわれ発生耐力  $P_{cr1}$

鉄筋を無視した断面係数を用いて、引張縁のコンクリート応力が  $10 \times 10 \times 40\text{cm}$  標準曲げ供試体から得られる曲げ強度にちょうど等しくなる荷重として求める。

(b) 鉄筋降伏耐力  $P_{y1}$

コンクリートの引張分担を無視し、圧縮側のコンクリートの応力ひずみ関係には式 (5.1) を用いて、通常の RC はりの曲げ計算と同様に平面保持を仮定して求める。なお、式 (5.1) で表される応力－ひずみ関係は、圧縮ひずみが 0.001 程度以下の範囲では本実験で用いたコンクリートの応力－ひずみ関係とよく一致していることを確認している。

$$\sigma = f'_c \times \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \times \left(2 - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right) \quad (5.1)$$

ここで、 $\varepsilon_0 = 0.002$ ,  $\sigma$ : 圧縮応力,  $\varepsilon$ : 圧縮ひずみ,  $f'_c$ : 圧縮強度

#### (c) 終局耐力 $P_{u1}$

現行のコンクリート標準示方書に示されているはり部材の終局断面耐力の計算方法に従って求める。ただし、このとき材料係数および部材係数はすべて 1.0 とする。また、低鉄筋コンクリートはりの場合、終局時には鉄筋はひずみ硬化域に入り破断点付近まで達することもあるのでこれを考慮する必要がある [7]。そこで、鉄筋の応力－ひずみ関係については、引張試験で得られる 応力－ひずみ関係をモデル化した図 5.2 に示すものを用いる。

### 5.3.2 曲げ強度の寸法依存性を考慮したひびわれ発生耐力 $P_{cr2}$ および鉄筋降伏耐力 $P_{y2}$

前章までにおいて、コンクリートの曲げ強度の寸法依存性は、コンクリートの引張軟化特性を考慮することである程度説明できることを報告し、第 3 章において無筋コンクリートはりの曲げ強度の寸法依存性、および荷重－変位関係を切断法を用いて推定する方法を提案した。この方法では図 5.3 に示すような、引張軟化曲線 ( $\omega(\sigma)$ ) と等価検長 ( $l_{eq}$ ) から定めた引張側のコンクリートのみかけの応力－ひずみ関係を用いることで、通常の切断法により無筋コンクリートはりの曲げ耐力が計算される。

そこで、鉄筋コンクリートはりに対してもコンクリートの曲げ強度の寸法依存性、およびひびわれ発生後の軟化特性を考慮するために、引張側コンクリートの応力－ひずみ関係に図 5.3 と同様のものを適用してひびわれ発生耐力  $P_{cr2}$  および鉄筋降伏耐力  $P_{y2}$  を求める。計算では、圧縮縁のひずみを漸増させながら切断法によりひびわれ断面におけるモーメント－曲率関係を求め、鉄筋降伏前に現れるピークモーメントをひびわれ発生耐力とし、鉄筋の降伏が開始する点を降伏耐力とする。なお、等価検長を求める際の破壊エネルギー  $G_F$  は、普通強度コンクリートの標準的な値として  $0.1 \text{ kgf/cm}$  を用い、引張軟化曲線は 1/4 モデルを用いる。圧縮側のコンクリートの応力ひずみ関係には式 (5.1) を、また鉄筋の応力－ひずみ関係には図 5.2 に示すものを用いる。



## 5.4 実験結果と考察

### 5.4.1 巨視的なひびわれおよび破壊性状

各供試体の荷重－変位関係、ひびわれ状況を図 5.4 から図 5.12 に示す。また、ひびわれ耐力、降伏耐力および終局耐力を表 5.3 に示す。なお、荷重－変位曲線の荷重には自重は考慮されていないが、表 5.3 中の各耐力の実験値には自重を考慮した値が示してある。また、表 5.3 中の実験値は 2 体の供試体の平均値である (B-2050 を除く)。

鉄筋比がそれぞれ 0.54% および 0.40% である A-0718 と A-1018 供試体は、荷重－変位曲線からもわかるように、通常の鉄筋コンクリートはりで見られる非常に靱性に富んだ典型的な曲げ破壊の性状を示した。これらの供試体では、最終的には圧縮縁のコンクリートが圧壊して破壊に至った。また、鉄筋比が 0.20% の A-2018 供試体は、最終的には鉄筋の破断によって破壊に至ったものの、荷重－変位曲線の概形は A-0718 と A-1018 供試体のものとほとんど同じであり、延性的な破壊性状を示した。

一方、鉄筋比が 0.13% 以下の供試体は、A、B のシリーズに関係なく、巨視的な曲げひびわれが発生すると同時に一旦急激な荷重低下を生じた。その後、鉄筋はひずみ硬化域に入り、変形の増大とともに荷重はわずかに上がるものの、比較的変形の小さい段階で鉄筋が破断して崩壊に至った。これらの供試体ではいずれもひびわれ耐力が終局耐力を上回っており、荷重－変位曲線の形状も類似していた。

上記のような鉄筋比 0.20% 以上の供試体と 0.13% 以下の供試体の破壊性状の違いは、ひびわれ性状にも現れていた。すなわち、鉄筋比が 0.20% 以上の場合にはひびわれが分散して多数発生しているのに対して、鉄筋比が 0.13% 以下の場合にはいずれも巨視的なひびわれは 1 本しか発生しなかった。

### 5.4.2 $P_u/P_{cr}$ 、 $\delta_{max}/l$ と破壊性状

表 5.3 には終局耐力  $P_u$  とひびわれ耐力  $P_{cr}$  の比 ( $P_u/P_{cr}$ )、載荷点の最大変位  $\delta_{max}$  を載荷スパン  $l$  で除したものを部材変形能 ( $\delta_{max}/l$ ) として、それらを示した。載荷点の最大変位は、コンクリートの圧壊や鉄筋の破断により終局耐力以降急激に荷重が下がり始めるときの変位とした。ひびわれ性状と  $P_u/P_{cr}$  の関係は、ひびわれが分散して多数生じた供試体では  $P_u/P_{cr} > 1$  であり、1 本しか発生しなかった供試体では  $P_u/P_{cr} < 1$  となった。また、ひびわれ性状と部材変形能 ( $\delta_{max}/l$ ) の関係は、有効高さが同一である A シリーズでみれば、ひびわれが分散して生じた供試体では  $\delta_{max}/l$  は 0.04 以上であるのに対し、1 本しか発生しなかった供試体ではその半分以上の値となった。さらに、有効高の大きい B-2034 と B-2050 供試体

では  $\delta_{\max}/l$  は非常に小さい値となった。従って、 $P_u/P_{cr} = 1$  をほぼ境界として、 $P_u/P_{cr} > 1$  の場合にはひびわれが分散して発生し部材変形能も大きく安定した破壊性状を示すのに対し、 $P_u/P_{cr} < 1$  の場合にはひびわれは 1 本しか発生せず小さな変形で鉄筋が破断して系の崩壊に至る。

#### 5.4.3 コンクリートのひずみ分布性状

図 5.4～図 5.12 の (c) にはモーメントスパン内の圧縮縁コンクリートのひずみ分布を示した。曲げひびわれが分散して多数発生した A-0718 および A-1018 供試体では、多少の乱れはあるものの圧縮縁ひずみはモーメントスパンにおいてほぼ一様に分布していた。一方、ひびわれ本数が少なかった A-2018 供試体では、曲げひびわれの発生位置に対応して圧縮ひずみが局所的に大きくなっていた。また、ひびわれが 1 本しか発生しなかったその他の供試体では、圧縮ひずみはひびわれ位置で局所化し、その影響範囲 (ひびわれから十分離れた位置でのひずみより大きなひずみを生じている区間の長さ) はほぼ有効高さ程度であった。

図 5.4～図 5.12 の (d) にはモーメントスパン内の引張縁コンクリートのひずみ分布を示した。巨視的には 1 本しかひびわれが発生していない供試体 (例えば、A-3018 供試体) のひずみ分布を見ると、目視ひびわれ部以外の位置で部分的にひずみが大きくなっているところが観測されており、これは、はりの引張縁には目視ひびわれ以外にも曲げにより複数の微細なひびわれが発生していることを示していると考えられる。無筋コンクリートはりの曲げ破壊のメカニズム、すなわち、コンクリートには引張軟化が存在するため、無筋コンクリートの曲げ耐力は、引張縁の応力が引張強度に達するときの荷重より大きくなることを考えれば、これらの微細ひびわれの発生は十分に予想できることである。

#### 5.4.4 限界耐力の実験値と算定値の比較

表 5.3 に各種限界耐力の算定値を併記した。

##### (a) ひびわれ発生耐力

$10 \times 10 \times 40\text{cm}$  標準曲げ供試体の曲げ強度を用いて計算したひびわれ発生耐力  $P_{cr1}$  は、いずれの供試体についても実験値より大きくなり、供試体の幅が広いほど、また有効高さが大きいほど実験値との差が大きくなっている。一方、曲げ強度の寸法依存性を考慮して求めたひびわれ発生耐力  $P_{cr2}$  は、A-5018 供試体を除けば実験値によく一致してる。とくに、有効高さを変化させた B シリーズでは計算値は実験値に非常によく一致しており、曲げ強度の寸法依存性を考慮した計算の必要性と有効性が確認できたと考えられる。なお、A-5018 供試体でひびわれ発生荷重

が低くなった原因としては、供試体の幅が広いために支点反力が幅方向に一様でなかったことなどが推測される。

#### (b) 降伏耐力

降伏耐力に関しては、従来法の場合 ( $P_{y1}$ ) はいずれも計算値が実験値を 10～20% 程度下回る結果となった。一方、寸法依存性を含んだコンクリートの引張分担分を考慮して求めた降伏耐力  $P_{y2}$  は A シリーズおよび B シリーズの B-2018 では実験値にほぼ一致していたが、有効高さの大きい B-2034、B-2050 供試体では実験値より 1 割以上低い値となった。この原因は、本実験においては鉄筋の降伏が開始する瞬間の荷重が計測されていないためと考えられ、詳細については次節で述べる。

コンクリートの引張分担分を無視した  $P_{y1}$  と引張分担分を考慮して求めた  $P_{y2}$  とを比較すると、本実験の範囲内では最大で 2 割程度の差がみられ、低鉄筋比はりの降伏耐力の算定においてコンクリートの引張分担分が無視し得ない場合のあることが明らかとなった。

#### (c) 終局耐力

鉄筋のひずみ硬化を考慮して求めた終局耐力  $P_{u1}$  は、10% 程度の差の範囲内で実験値に一致した。

#### (d) 限界耐力の寸法依存性

図 5.13 は、B シリーズの各限界耐力の実験値と計算値の寸法依存性を示したものである。横軸は試験体寸法 ( $H$ ) であり、ひびわれ耐力に対しては試験体高さ ( $h$ ) をとり、降伏耐力に対しては有効高さ ( $d$ ) がとってある。縦軸は次式で表した各限界耐力時の曲げ強度に相当する見かけの強度 ( $\sigma_N$ ) をさらに、コンクリートの引張強度 ( $f_t$ ) で除して無次元化したものである。

$$\sigma_N = \frac{Pl}{bH^2} \quad (5.2)$$

ここで、 $P$ : 限界荷重,  $l$ : 载荷スパン,  $b$ : 試験体幅,  $H$ : 試験体寸法

ひびわれ耐力については、実験値、計算値 ( $P_{cr2}$ ) とともに試験体寸法が大きくなるにつれて耐力が低下しており、ひびわれ耐力に寸法依存性のあることがわかる。一方、降伏耐力については、実験値 ( $P_y$ ) には寸法依存性は現れていないが、計算値 ( $P_{y2}$ ) には寸法依存性が現れている。ただし、実験値は、上述のように鉄筋の降伏が開始する荷重とは異なっている可能性があるため、降伏耐力の寸法依存性については本研究では明確にすることはできない。しかしながら、低鉄筋コンクリートはりの場合には、降伏耐力に対するコンクリートの引張分担分の影響が通常の鉄筋比の場合に比べて大きいので、降伏耐力を求める場合にはコンクリートの引張分担分を考慮するとともに、さらにその寸法依存性も考慮するのが合理的であると考えられる。

終局耐力については、実験値 ( $P_u$ ) は試験体寸法が大きくなるにつれて逆に耐力が若干上昇しているが、その割合は小さく、寸法依存性はないと考えられる。ま

た、ここに示した B シリーズのように、鉄筋の破断で終局に達するような場合には、終局耐力はほとんど鉄筋の引張強度に依存するため、寸法の依存性はないと考えるのが妥当と考えられる。

#### 5.4.5 破壊の安定性と載荷方法

ここでは、低鉄筋比コンクリートはりのひびわれ発生直後の急激な荷重低下、およびそれに続く降伏およびひずみ硬化域への遷移の現象について、具体例として A-1018 と A-4018 供試体を取り上げ、それらの荷重－変位曲線の計算結果をもとに述べる。

図 5.14 と図 5.15 の曲線 (実線) は、A-1018 と A-4018 供試体の荷重－変位曲線を、前述の  $P_{cr2}$  および  $P_{y2}$  を算定する際に得られた モーメント-曲率関係から弾性荷重法により計算したものである。弾性荷重法を適用する場合ははり軸方向の曲率の分布は、圧縮縁のひずみ分布の計測結果を考慮して定めた。すなわち、A-1018 供試体の場合には圧縮縁のひずみ分布はモーメントスパン内でほぼ一様になっていたので、モーメントスパンはひびわれ断面の曲率とし、せん断スパンは全断面有効の曲率とした。また、A-4018 供試体については、圧縮縁のひずみは局所化していたので、局所化の影響範囲 ( $\approx$  有効高さ) の区間をひびわれ断面の曲率とし、それ以外はすべて全断面有効の曲率とした。

図 5.14 の A-1018 供試体の荷重－変位曲線は典型的な曲げ破壊の性状を示している。ひびわれ発生後、わずかに荷重が低下しているのは、変形の増大にともなうコンクリートの引張分担分が減少する割合に比べて、鉄筋の分担分が増加する割合の方が小さいためである。このような荷重－変位曲線の場合に荷重制御 (荷重を単調に増加させる方法) で載荷すると、ひびわれ発生点でわずかではあるが変位の急激な増大、すなわちジャンプが見られるが、その後破壊は安定する。さらに、降伏点を越えると急激に変形は進むが、コンクリートと鉄筋の応力中心間距離の増大と、鉄筋がひずみ硬化域に入ることにより荷重は上昇するので、荷重制御によっても安定して計測が行われる。当然のことながら、変位制御で載荷すればひびわれ発生直後も安定して計測することができる。図中には自重を補正した実験データを併記しており、A-1018 供試体の場合には計算値は実験値に比較的よく一致していることがわかる。ひびわれ発生直後に計算値の方が剛性が低くなっているのは、コンクリートの引張剛性 (tension stiffening) 効果が計算では考慮されていないためである。

一方、図 5.15 の A-4018 供試体の荷重－変位曲線では、ひびわれ発生直後に荷重と変位がともに減少するスナップバック現象が生じている。これは、ひびわれの発生により荷重が下がり、ひびわれを生じていない領域が弾性除荷されるためである [10]。その後、鉄筋が効きはじめるが、鉄筋比が小さいためにわずかしき荷重は

上がらずに降伏に至る。なお、鉄筋降伏後もわずかに荷重が下がっているのは、鉄筋は降伏しているために鉄筋の引張力は一定であるのに対して、コンクリートの引張分担分が減少するためである。なお、低鉄筋 コンクリートはりにおいてスナップバック現象が生じることは、Bosco らによっても報告されている [11]。このようなスナップバックを生じる荷重－変位曲線の場合には、たとえ変位制御で載荷した場合でも、ひびわれ発生点で制御不能になり、スナップバックを生じている区間は計測できない。安定した計測を行うためには、ひびわれ位置の圧縮縁ひずみ、あるいはひびわれ開口変位などの、試験中に単調に増加する計測パラメータを制御する必要がある [10][12]。図中に示した実験値はひびわれ発生直後に計測点が不連続となっており、破壊が不安定になっていたことがわかる。なお、このような不安定破壊現象の後に荷重－変位曲線上のどこの点で破壊が安定するかは、載荷装置と供試体を含めた系全体のエネルギーバランスに依存し、場合によっては、降伏点を越えた点で安定する可能性もある。さらに、ひびわれ位置の鉄筋が降伏棚を越えいっきにひずみ硬化域にまで達するために、ひびわれ発生で一旦荷重が下がった後ただちに荷重－変位曲線 が上昇し始めるという報告もある [8]。従って、本実験において荷重－変位曲線上で定義したはりの降伏耐力  $P_y$  は必ずしも鉄筋の降伏開始点には対応してはおらず、鉄筋はすでに降伏域あるいはひずみ硬化域まで達している可能性がある。前節において、B-2034 と B-2050 供試体の降伏耐力  $P_y$  が計算値  $P_{y2}$  より大きくなったのは、以上のような理由によるものと考えられる。特にこの 2 つの供試体は寸法が大きいために、ひびわれ発生時に開放される非破壊領域の弾性ひずみエネルギーが大きく、しかも載荷装置が PC 鋼棒を用いた剛性の低いものであったために、ひびわれ部の鉄筋はいっきに降伏域に達した可能性が高いと考えられる。

#### 5.4.6 RC はりの破壊形態と最小鉄筋比の考え方

本研究における実験結果およびすでに報告されている研究成果 [7] を参考にする と、鉄筋コンクリートはりの巨視的な破壊性状は、ひびわれ耐力  $P_{cr}$ 、降伏耐力  $P_y$  および終局耐力  $P_u$  の関係により以下のように分類されると考えられる [13](図 5.16)。

(a)  $P_{cr} < P_y < P_u$  の場合: 荷重が増加し、ひびわれが発生した時点 ( $P_{cr}$ ) ではまだ鉄筋は降伏していない。変形の進行にともなって、ひびわれの数とひびわれ幅が増加し、つづいてひびわれ発生位置の鉄筋が降伏する ( $P_y$ )。その後、さらに変形が進むと、コンクリートと鉄筋の応力中心間距離が増大すること、および鉄筋がひずみ硬化域に入ることにより荷重は上昇する。最終的には圧縮縁のコンクリートが圧壊する。これは典型的な鉄筋コンクリートはりの曲げ破壊挙動である。

(b)  $P_y < P_{cr} < P_u$  の場合: ひびわれが発生する ( $P_{cr}$ ) と荷重は一旦低下する。その後ひびわれ位置の鉄筋が降伏し、さらに鉄筋がひずみ硬化域にはいることにより荷重が増大する。なお、荷重制御で載荷した場合にはひびわれの発生と同時に変形は急激に増大し、ひびわれ部の鉄筋はいっきにひずみ硬化域に入る。その後、変形の進行とともに荷重が再びひびわれ耐力  $P_{cr}$  を超えると新たなひびわれが発生、進展し、鉄筋の降伏、ひずみ硬化を経て耐力の増加が続く。ただし、荷重が  $P_{cr}$  を越えても、 $P_u$  が  $P_{cr}$  にほとんど等しい場合には、新たなひびわれは発生しないこともある。

(c)  $P_y < P_u < P_{cr}$  の場合: ひびわれ発生 ( $P_{cr}$ ) 直後の荷重低下までは (b) の場合と同様の挙動を示す。その後、ひびわれ発生位置の鉄筋がひずみ硬化域に入ることにより荷重は増大するものの、ひびわれ耐力  $P_{cr}$  よりも大きくならないので新たなひびわれは発生しない。従って、最初のひびわれ発生位置でのみ鉄筋の変形が進み、鉄筋の降伏 (ひずみ硬化) 領域が限定されるために、鉄筋の変形が分散する (a) や (b) の場合に比べて小さな変形で鉄筋が破断して崩壊に至る。なお、この場合も、荷重制御により載荷すると、ひびわれ発生直後に直ちに鉄筋が破断することになる。

以上のことより、鉄筋コンクリートはり部材の設計において最小鉄筋比を定める場合には、まず、対象構造物あるいは部材を種々の荷重に対してどのように破壊させるか、すなわち、図 5.16 中のどの破壊形態とするかを明確にしておく必要がある。目標とする破壊形態が決まれば、ひびわれ、降伏および終局の 3 つの限界耐力の大小関係が本節で示した各破壊形態の大小関係の条件を満たすように最小鉄筋量を算定すればよいと考えられる。ただし、構造物をどのように破壊させるべきかという問題は設計の根本的な問題であり、本研究で得られた知見のみで判断できる問題ではないので、ここでは触れないこととする。本研究では、低鉄筋コンクリートはりの限界耐力を算定する際、特にひびわれ発生耐力を算定する場合にはコンクリートの曲げ強度の寸法依存性を、また、降伏耐力を求める際には、寸法依存性含んだコンクリートの引張分担分を考慮するのが合理的であることを示した。また、終局耐力を算定する場合には、すでに報告されているように鉄筋のひずみ硬化を考慮しなければならないことを確認した [7]。さらに、各限界耐力時における変位量を算定する場合には、はり軸方向の鉄筋のひずみ分布 (降伏およびひずみ硬化の局所化と付着の問題)[8] および圧縮側コンクリートのひずみ分布 (破壊の分散と局所化の問題)[14] が定量的に明らかにされる必要があると考えられる。

## 5.5 まとめ

以上の実験結果および考察より、次のような結論を得た。



(1)  $P_{cr} < P_y$  の場合には、ひびわれが分散して発生し、典型的な鉄筋コンクリートはりの曲げ破壊性状を示した。一方、 $P_{cr} > P_u$  の場合には、目視ひびわれは 1 本しか発生せず、ひびわれ発生直後に急激に荷重が低下し、最終的には  $P_{cr} < P_y$  の場合にくらべて小さな変形で鉄筋が破断するという性状を示した。

(2) 目視ひびわれが 1 本しか発生しなかった供試体の圧縮縁コンクリートのひずみ分布は、ひびわれ位置に局所化し、その影響範囲はほぼ有効高さ程度であった。また、引張縁のコンクリートひずみの計測結果からは、はりの引張縁には目視ひびわれ以外に曲げによる複数の微細なひびわれが生じている可能性のあることが判明した。

(3) 低鉄筋比コンクリートはりのひびわれ発生耐力および降伏耐力は、コンクリートの引張軟化を考慮した計算法でほぼ推定できることが明らかとなった。また、終局耐力については、鉄筋のひずみ効果を考慮すれば推定できることを確認した。

(4) 低鉄筋比コンクリートはりのひびわれ発生直後の不安定な破壊現象を 荷重-変位曲線の形状と載荷の制御方法の関係で説明した。

(5) 最小鉄筋比を定める上で考慮しておかなければならない鉄筋コンクリートはりの基本的な破壊形態を、 $P_{cr}$ 、 $P_y$  および  $P_u$  の大小関係で 3 つに分類した。

## 参考文献

- [1] Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI-318-83), ACI, p.38, 1984.6
- [2] CEB-FIP Model Code 1990 (First Draft), CEB Bulletin D'information, No.196, p.10-4, March, 1990
- [3] British Standard Structural Use of Concrete Part 1, Code of practice for design and construction, BS8110, Part 1, BSI, p.3/47, 1985
- [4] コンクリート標準示方書 (平成 3 年版), 設計編, 土木学会, p.54, 1991.9
- [5] 土木学会: コンクリート構造の限界状態設計法指針 (案), コンクリート・ライブラリー, 第 52 号, p.93., 1983.11
- [6] 六車 熙, 岸本茂規: 鉄筋コンクリート曲げ部材の最小鉄筋比に関する研究, 日本建築学会論文報告集, 第 172 号, pp.1-6, 1970.6
- [7] 島 弘, 二羽淳一郎, 岡村 甫: 曲げを受ける低鉄筋比はりにおける脆性破壊の防止に関する検討, 土木学会論文集, No.378, pp.231-237, 1987.2

- [8] 池田尚治, 山口隆裕, 後藤康之: 鉄筋比の小さい鉄筋コンクリートはりの曲げ挙動に関する研究, コンクリート工学論文集, 第1巻, 第1号, pp.51-59, 1990.1
- [9] 塩屋俊幸, 川崎廣貴: 鉄筋コンクリートはりのせん断強度の寸法効果に関する検討, RC 構造の有限要素解析に関するコロキウム論文集, 日本コンクリート工学協会, pp.151-158, 1984.12
- [10] 小柳 洽, 六郷恵哲, 内田裕市: コンクリートの破壊現象の安定性とその計測, コンクリート工学, Vol.20, No.6, pp.83-89, 1982.6
- [11] Bosco, C., Carpinteri, A., and Debernardi, P.G.: Minimum Reinforcement in High-Strength Concrete, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.116, No.2, pp.427-437, 1990.2
- [12] 小柳 洽, 六郷恵哲, 大野定俊: コンクリート供試体の下降域を含む荷重-変位曲線の自動計測システム, 土木学会論文集, No.354, pp.119-126, 1985.2
- [13] 瀬古繁喜, 内田裕市, 六郷恵哲, 小柳 洽: 鉄筋比が小さい RC はりの曲げ破壊性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.13-2, pp.255-258, 1991.6
- [14] Hillerborg, A. : The Compressive Stress-Strain Curves for Design of Reinforced Concrete Beams, Fracture Mechanics: Application to Concrete, ACI SP-118, pp.281-294, 1989.



表 5.1: 供試体の種類

供試体	供試体寸法(cm)		鉄筋	鉄筋比 (%)	スパン (cm)
	b × h × L	d			
A-0718	7.5 × 18 × 170	15.7	2 D6	0.54	150
A-1018	10 × 18 × 170			0.40	
A-2018	20 × 18 × 170			0.20	
A-3018	30 × 18 × 170			0.13	
A-4018	40 × 18 × 170			0.10	
A-5018	50 × 18 × 170			0.08	
B-2018	20 × 18 × 170	15.7	1 D6	0.10	150
B-2034	20 × 34 × 330	31.2	2 D6		300
B-2050	20 × 50 × 490	47.2	3 D6		450

表 5.2: コンクリートの材料特性

強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )			弾性係数 <sup>1</sup> × 10 <sup>5</sup> (kgf/cm <sup>2</sup> )
圧縮 <sup>1</sup>	引張 <sup>2</sup>	曲げ <sup>3</sup>	
321	28.5	52.5	2.85

供試体寸法：1.  $\phi 10 \times 20\text{cm}$ , 2.  $\phi 15 \times 15\text{cm}$   
3.  $10 \times 10 \times 40\text{cm}$

表 5.3: 試験結果

供試体	ひびわれ (kgf)			$\frac{P_{cr1}}{P_{cr}}$	$\frac{P_{cr2}}{P_{cr}}$	降伏 (kgf)			$\frac{P_{y1}}{P_y}$	$\frac{P_{y2}}{P_y}$	終局(kgf)		$\frac{P_{u1}}{P_u}$	$\frac{P_u}{P_{cr}}$	最大変位 $\delta_{max}$ (mm)	$\frac{\delta_{max}}{l} \times 1000$	ひびわれ 本数 (本)	最終破壊
	実験	計 算				実験	計 算				実験	計算						
		$P_{cr}$	$P_{cr1}$				$P_{cr2}$	$P_y$										
A-0718	790	850	710	1.08	0.90	1760	1560	1640	0.89	0.93	1950	1710	0.88	2.47	68.8	45.9	16	圧壊
A-1018	1040	1130	910	1.09	0.88	1800	1580	1680	0.88	0.93	2070	1790	0.86	1.99	73.9	49.3	12	圧壊
A-2018	1670	2270	1730	1.36	1.04	1870	1620	1820	0.87	0.97	2210	2020	0.91	1.32	62.7	41.8	6	圧壊＋鉄筋破断
A-3018	2780	3400	2560	1.22	0.92	2080	1630	1940	0.78	0.93	2360	2210	0.94	0.85	27.3	18.2	1	鉄筋破断
A-4018	3270	4540	3380	1.39	1.03	1980	1640	2050	0.83	1.04	2300	2240	0.97	0.70	23.6	15.7	1	鉄筋破断
A-5018	3490	5670	4200	1.62	1.20	2100	1650	2160	0.79	1.03	2380	2250	0.95	0.68	25.2	16.8	1	鉄筋破断
B-2018	1670	2270	1690	1.36	1.01	1050	820	1030	0.78	0.98	1170	1120	0.96	0.70	28.9	19.3	1	鉄筋破断
B-2034	2730	4050	2760	1.48	1.01	2070	1630	1830	0.79	0.88	2400	2230	0.93	0.88	25.8	8.6	1	鉄筋破断
B-2050	3750	5830	3800	1.55	1.01	3140	2470	2690	0.79	0.86	3690	3370	0.91	0.98	36.6	8.1	1	鉄筋破断

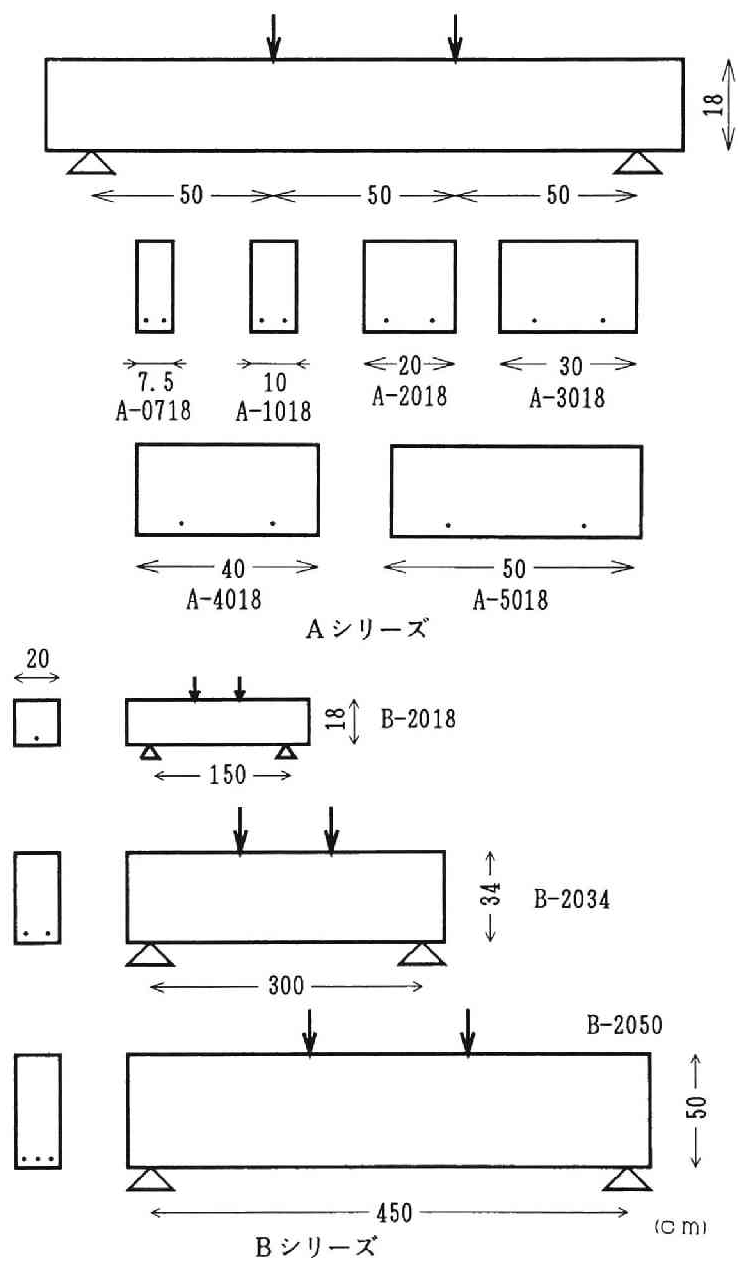


図 5.1: 供試体の種類

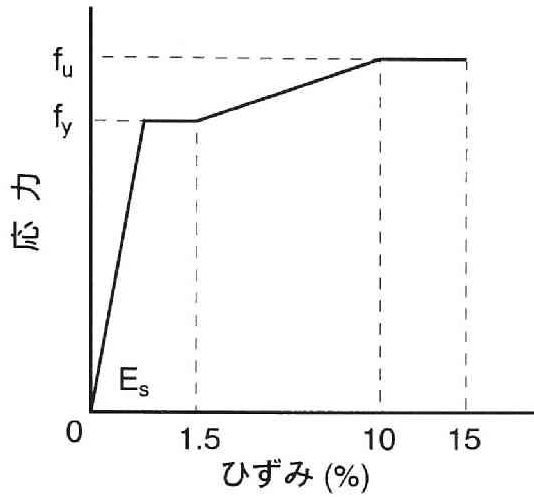
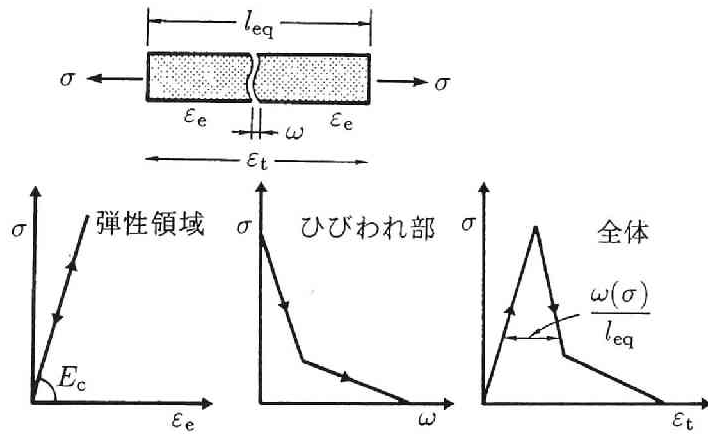


図 5.2: 鉄筋の応力-ひずみ曲線



$$\varepsilon_t = \begin{cases} \sigma/E_c & (\varepsilon_t \leq f_t/E_c) \\ \sigma/E_c + \omega(\sigma)/l_{eq} & (\varepsilon_t > f_t/E_c) \end{cases}$$

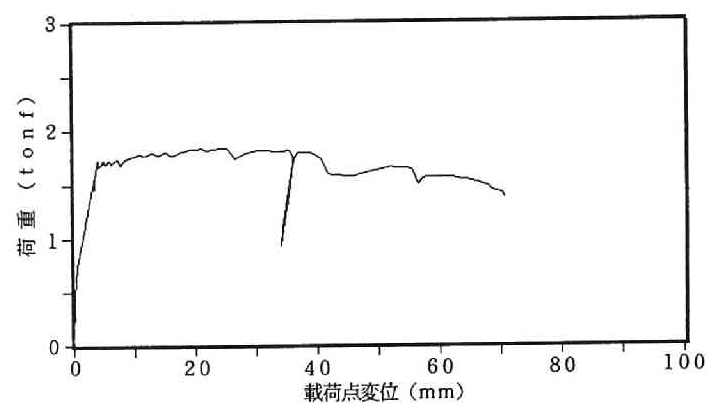
ただし、

$$\frac{l_{eq}}{l_{ch}} = 1 - (1 + 0.5(d/l_{ch}))^{-1.6}$$

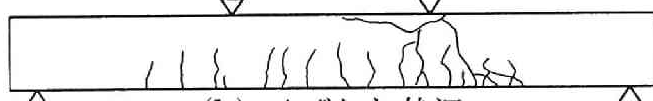
$$l_{ch} = \frac{E_c G_F}{f_t^2}$$

ここで、 $\sigma$ : 引張応力、 $\varepsilon_t$ : 引張ひずみ、 $E_c$ : 弾性係数、 $d$ : はり高さ、 $\omega(\sigma)$ : 引張軟化曲線の関数、 $G_F$ : 破壊エネルギー、 $f_t$ : 引張強度

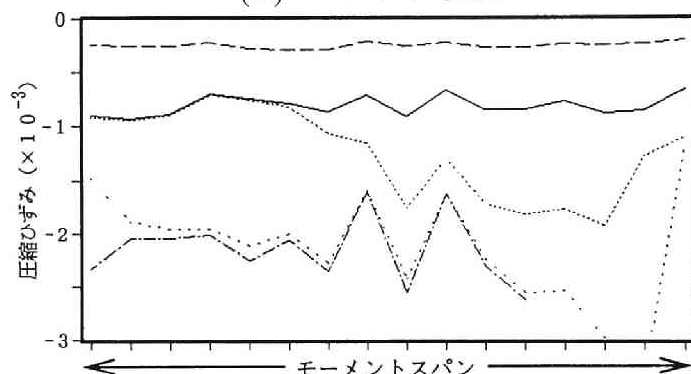
図 5.3: コンクリートの引張応力-ひずみ曲線



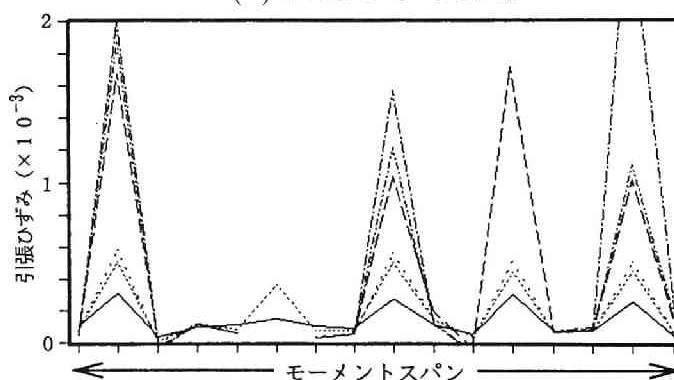
(a) 荷重-変位曲線



(b) ひびわれ状況

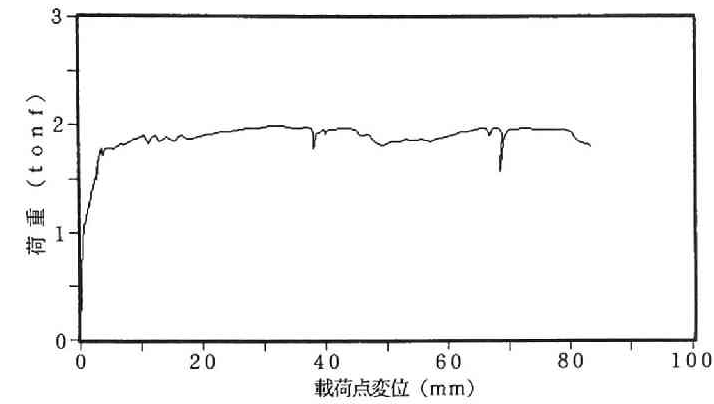


(c) 圧縮ひずみ分布

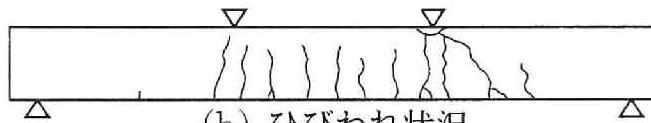


(d) 引張ひずみ分布

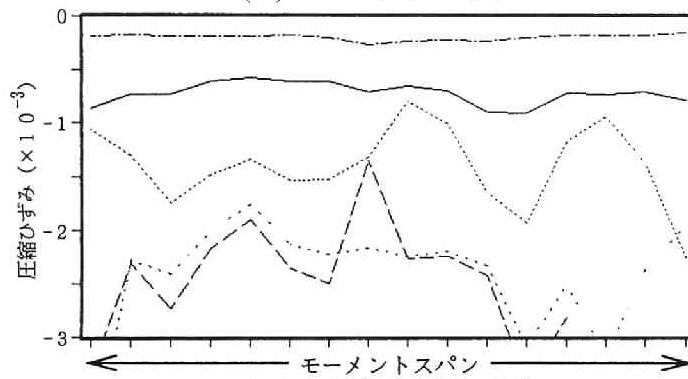
図 5.4: A-0718 供試体の試験結果



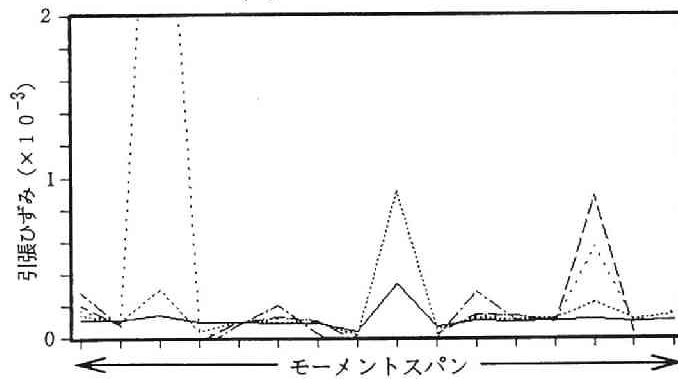
(a) 荷重-変位曲線



(b) ひびわれ状況

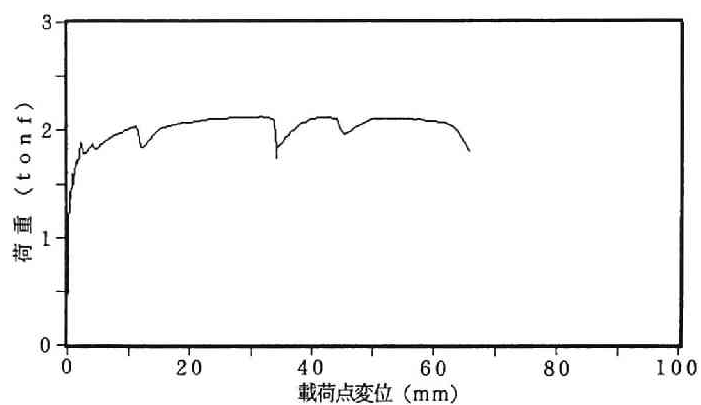


(c) 圧縮ひずみ分布

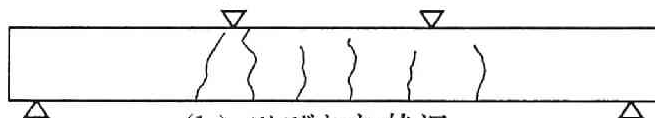


(d) 引張ひずみ分布

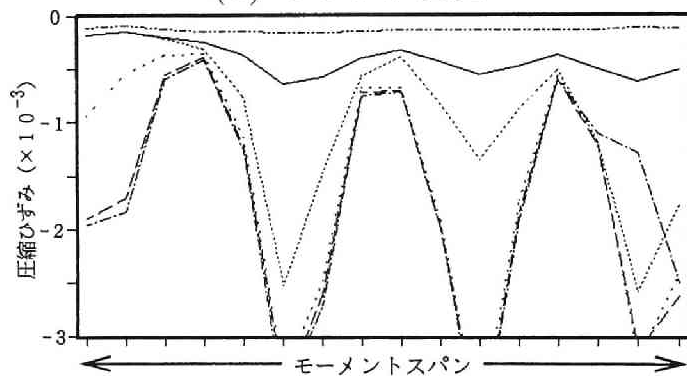
図 5.5: A-1018 供試体の試験結果



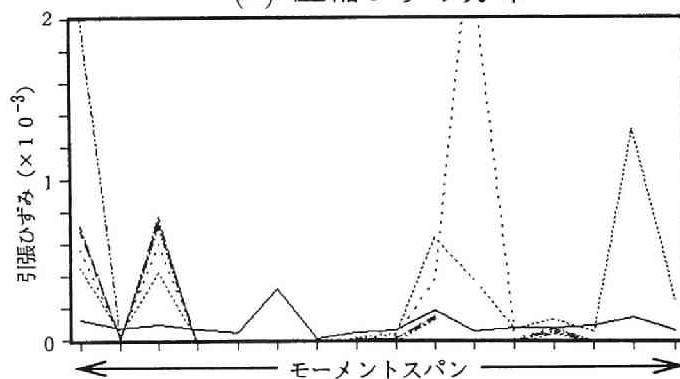
(a) 荷重－変位曲線



(b) ひびわれ状況

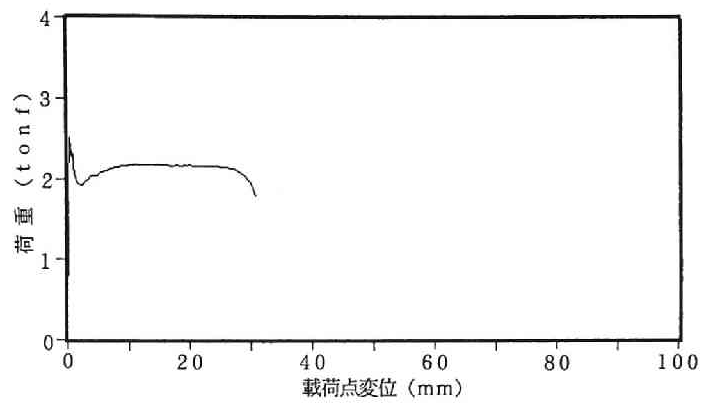


(c) 圧縮ひずみ分布



(d) 引張ひずみ分布

図 5.6: A-2018 供試体の試験結果



(a) 荷重－変位曲線

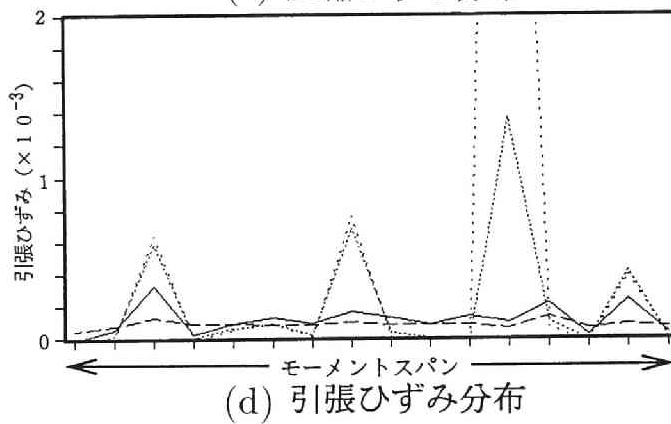
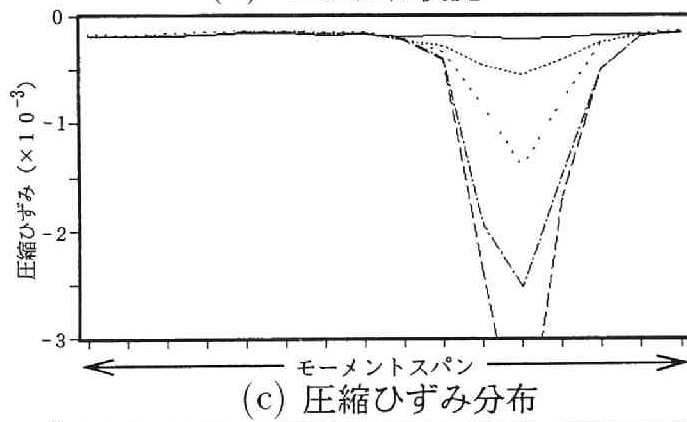
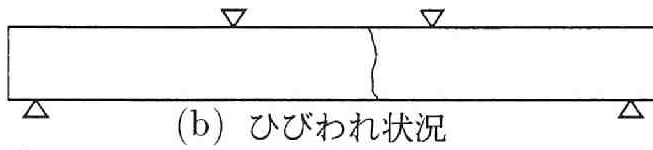
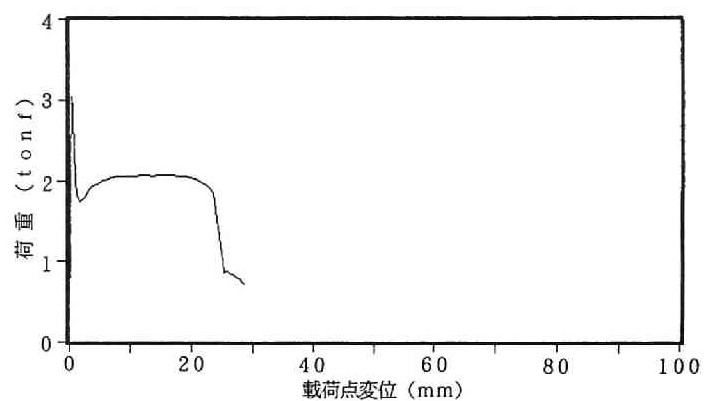
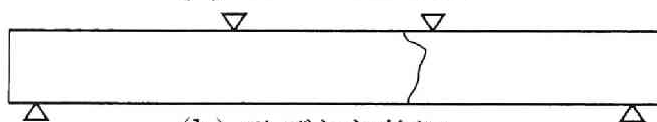


図 5.7: A-3018 供試体の試験結果

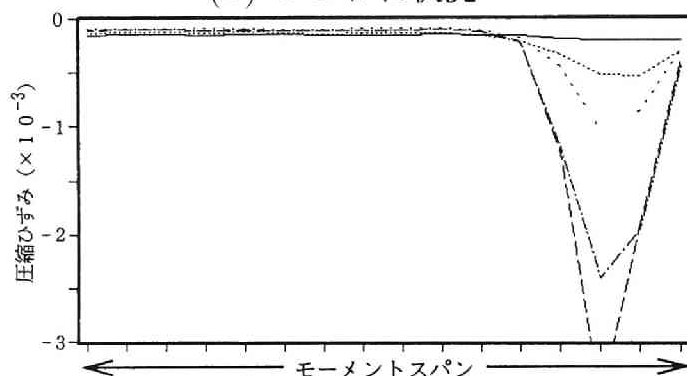




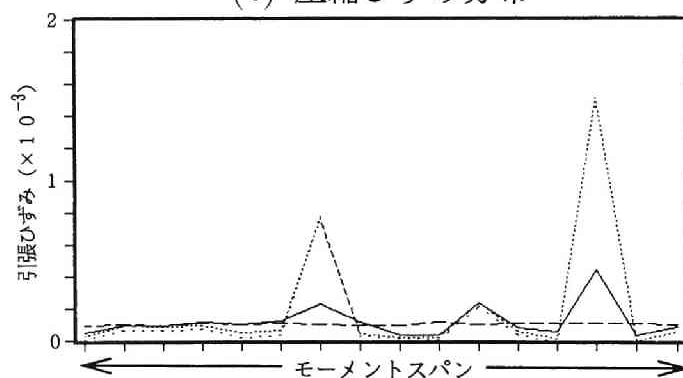
(a) 荷重-変位曲線



(b) ひびわれ状況

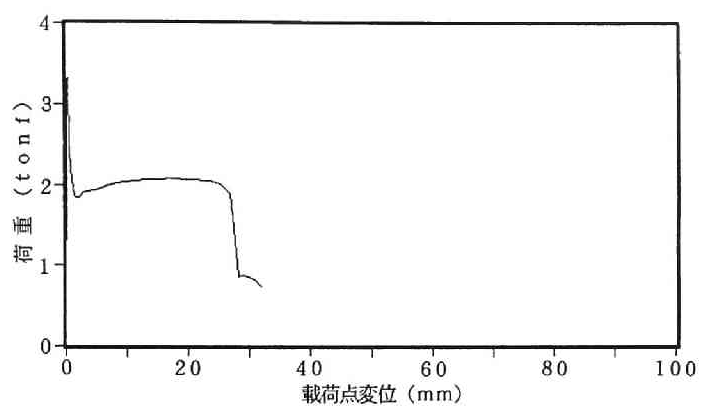


(c) 圧縮ひずみ分布



(d) 引張ひずみ分布

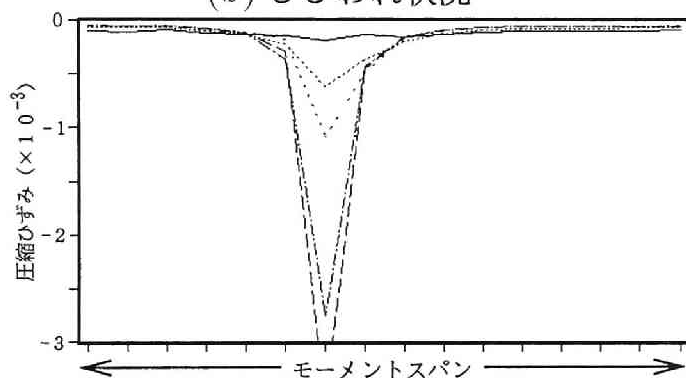
図 5.8: A-4018 供試体の試験結果



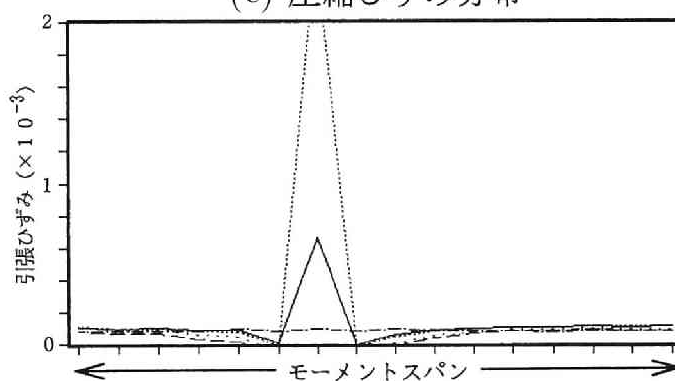
(a) 荷重－変位曲線



(b) ひびわれ状況

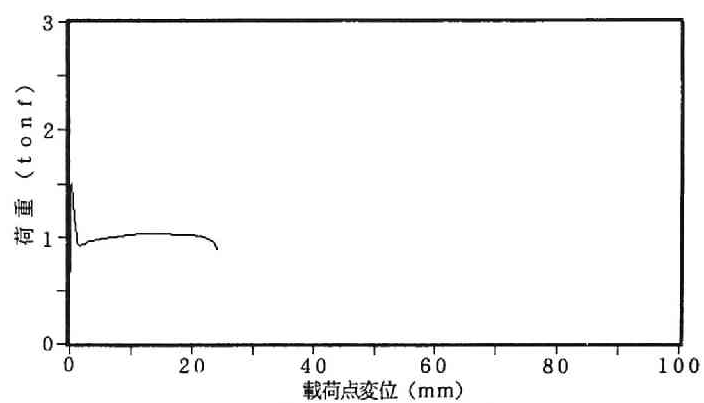


(c) 圧縮ひずみ分布

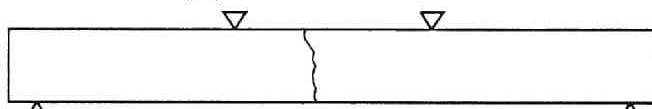


(d) 引張ひずみ分布

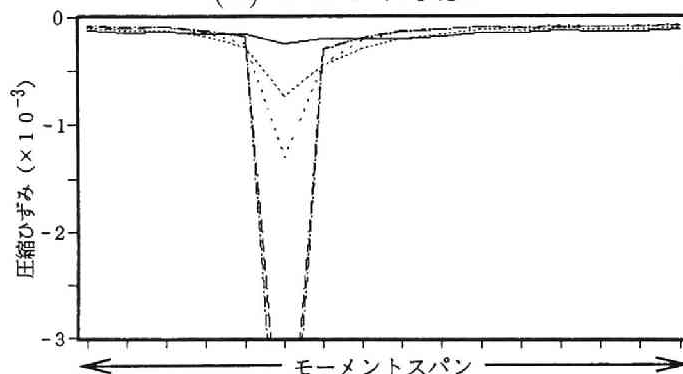
図 5.9: A-5018 供試体の試験結果



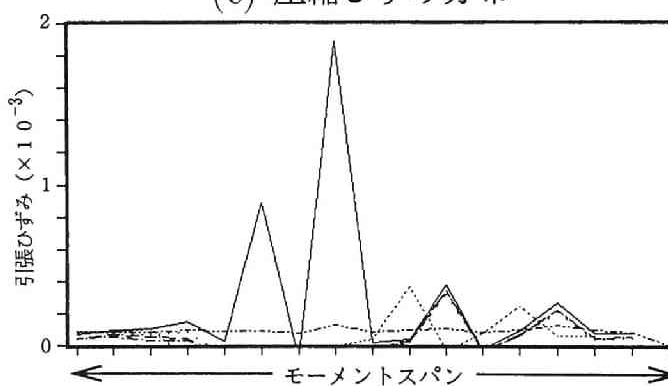
(a) 荷重－変位曲線



(b) ひびわれ状況

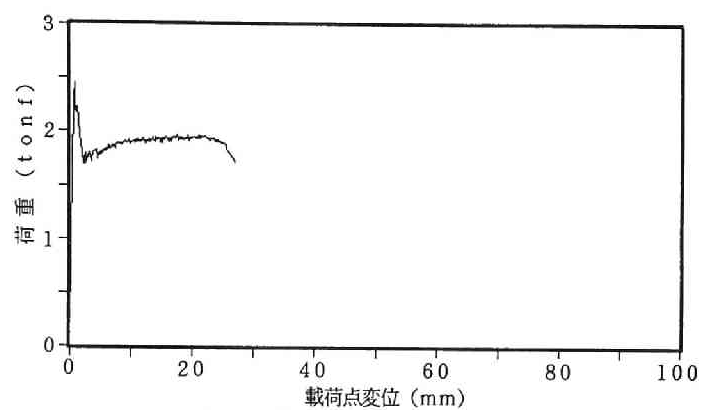


(c) 圧縮ひずみ分布

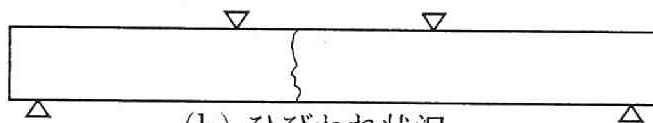


(d) 引張ひずみ分布

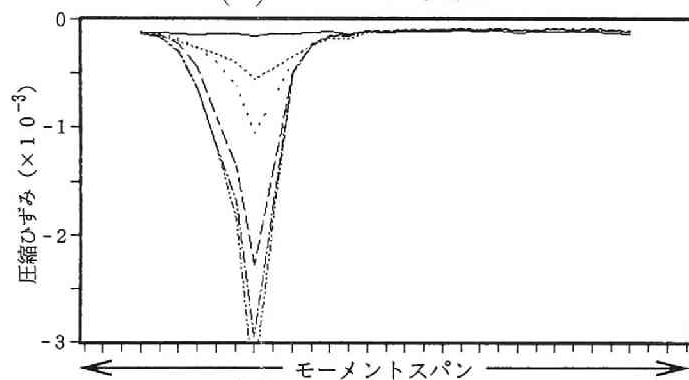
図 5.10: B-2018 供試体の試験結果



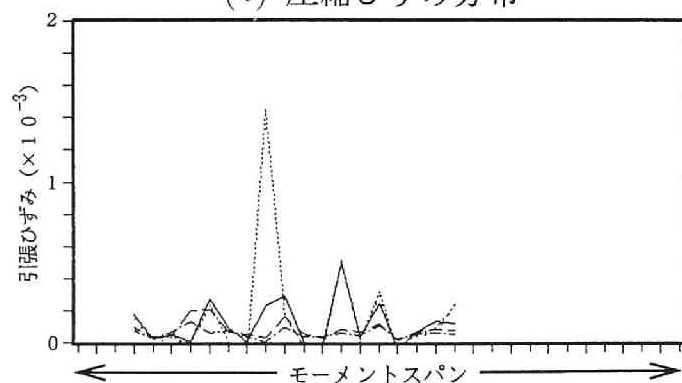
(a) 荷重－変位曲線



(b) ひびわれ状況

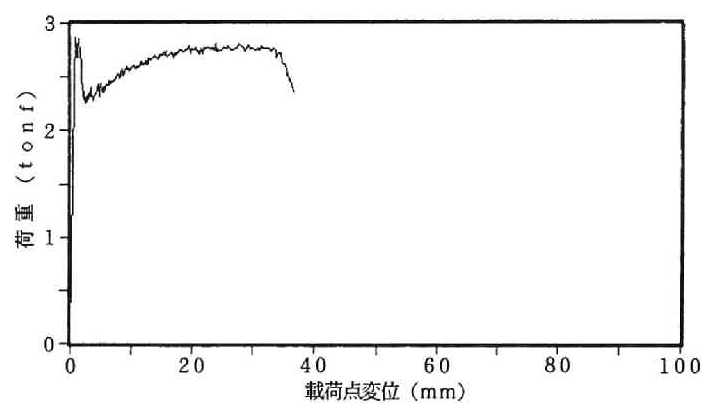


(c) 圧縮ひずみ分布

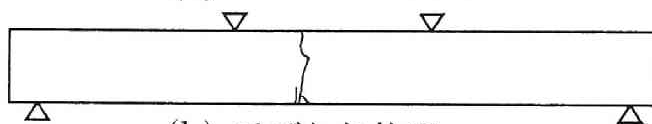


(d) 引張ひずみ分布

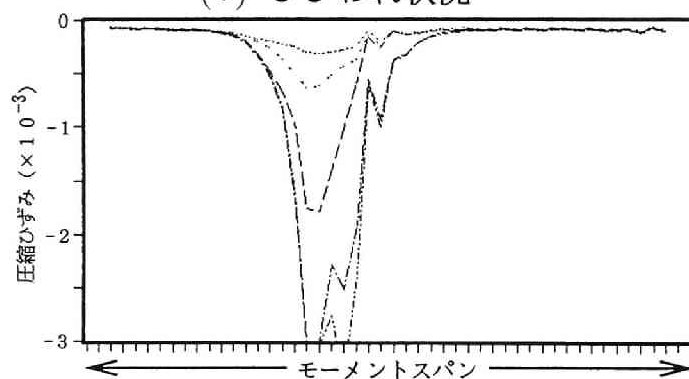
図 5.11: B-2034 供試体の試験結果



(a) 荷重－変位曲線



(b) ひびわれ状況



(c) 圧縮ひずみ分布

図 5.12: B-2050 供試体の試験結果

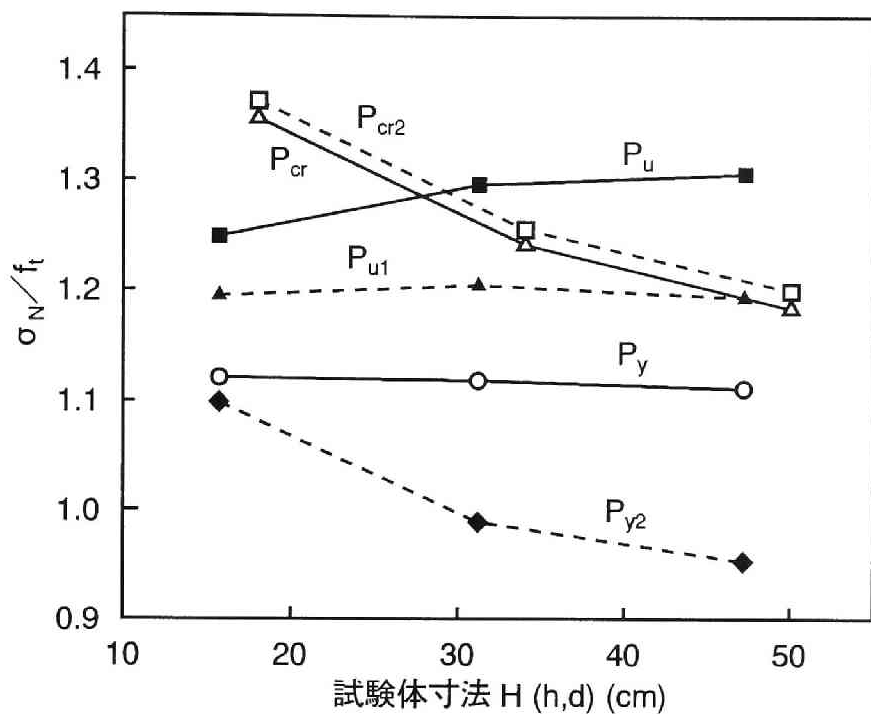


図 5.13: 限界耐力の寸法依存性

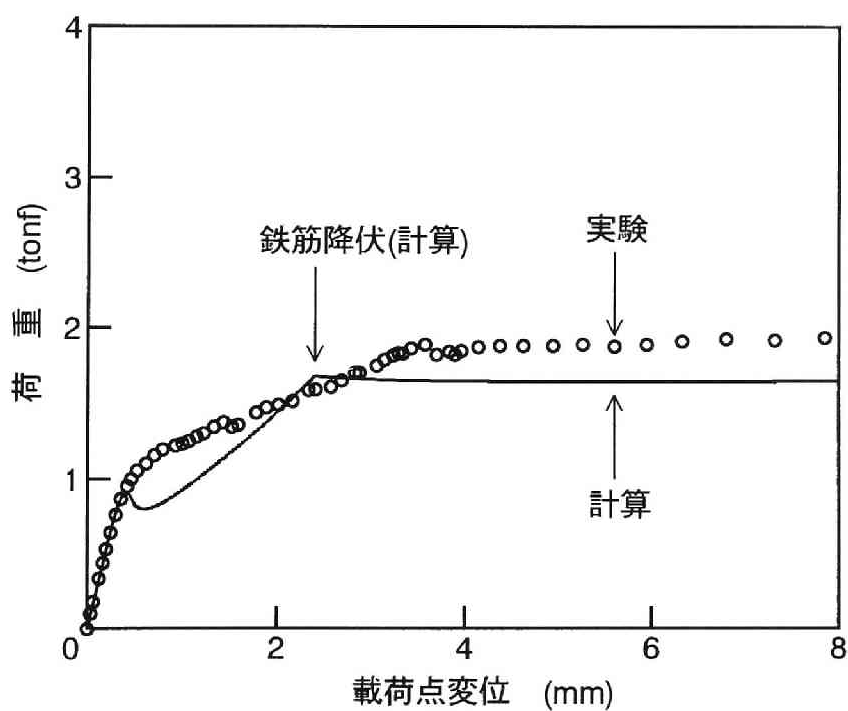


図 5.14: A-1018 供試体の荷重－変位曲線

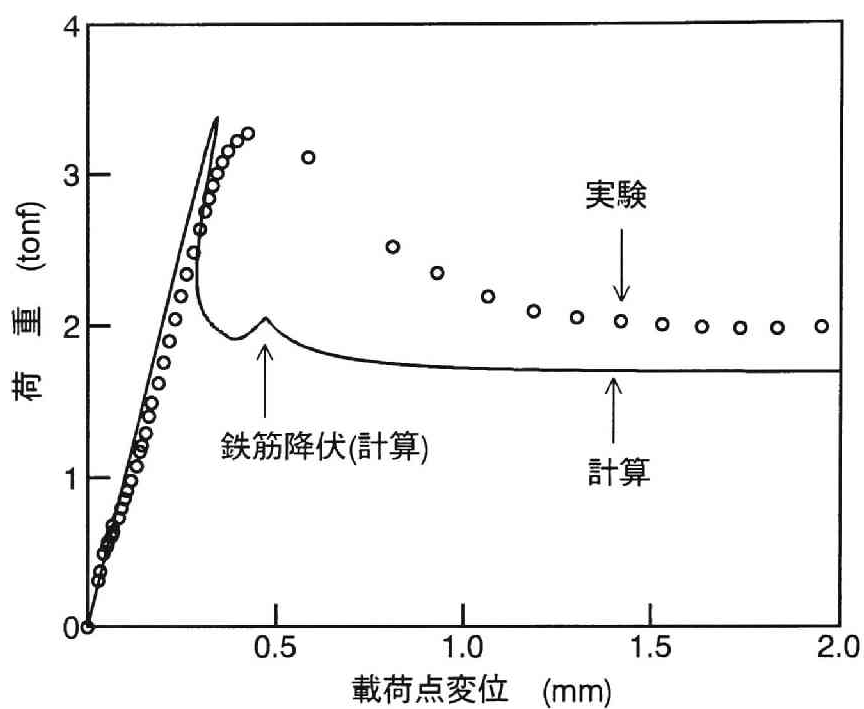


図 5.15: A-4018 供試体の荷重－変位曲線

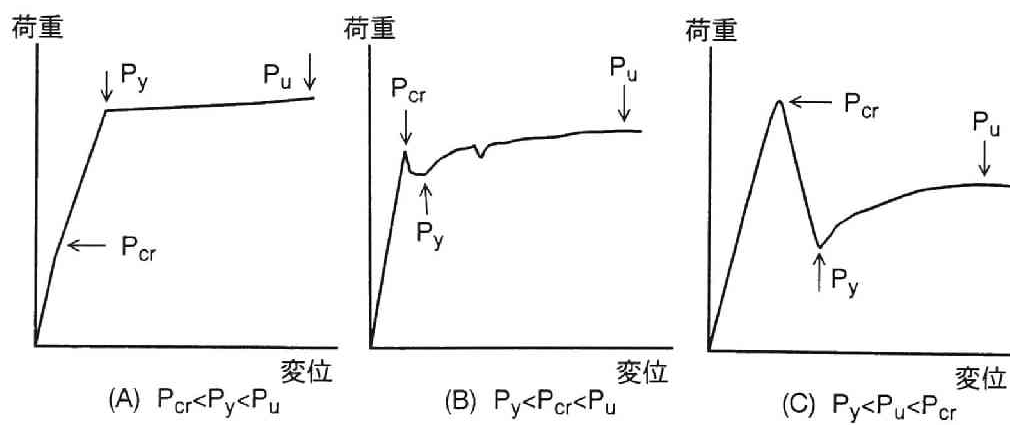


図 5.16: RC はりの破壊形態の分類

## 6 分布ひびわれモデルによるコンクリートのひびわれの有限要素解析

### 6.1 まえがき

有限要素法を用いてコンクリート構造物のひびわれ進展解析を行う場合、ひびわれのモデル化には、よく知られているように2つの代表的な方法がある。一つは、離散ひびわれ (discrete crack) モデルであり、もう一つは分布ひびわれ (smeared crack) モデルである。本来、ひびわれは変位の不連続面であり、モデル化においては離散ひびわれを用いる方が、直接的で明快である。しかし、離散ひびわれモデルを用いる場合には、ひびわれ経路が既知でない限り、ひびわれの進展にともない要素の再分割の作業が必要となる。これに対して、分布ひびわれモデルは、ひびわれ後もコンクリートを連続体として扱い、ひびわれを要素の材料特性の変化としてモデル化するので、初期に設定した幾何学的条件を変更することなくひびわれの進展を追跡できる。このため、特に鉄筋コンクリート構造物を対象した解析では、分布ひびわれモデルが使用されることが非常に多い。

そこで、本章では、特に無筋コンクリートを対象として、ひびわれの進展にともなう供試体の巨視的な挙動を分布ひびわれモデルを用いて解析することを試みた。その際、特に以下の点について検討した。すなわち、従来、無筋コンクリートにおけるひびわれ進展挙動に関する研究は、その多くが供試体に切欠きを設けることで、あらかじめひびわれが局所化するようにしたものが多く、切欠きのない均一な供試体におけるひびわれの進展、局所化の挙動を扱ったものはほとんど見られない。そこで、ここでは、切欠きのない曲げ供試体の挙動を分布ひびわれモデルを用いて解析する場合に、ひびわれの局所化が供試体の巨視的な挙動にどのような影響を与えるかを検討した。さらに、分布ひびわれモデルに軟化を組み込んだ場合に、ひびわれの方向と要素分割との関係で生じるロッキングの障害についても検討を加えた。

### 6.2 ひびわれの破壊力学的モデル

コンクリートの破壊力学的モデルの特徴は、従来の強度基準 (応力が引張強度に達するとひびわれが発生し、その後は完全に引張抵抗を失うとする基準) に代わり、破壊力学的な考察から導かれるエネルギー基準 (軟化を考慮した基準) を導入することであると考えられる。エネルギー基準を導入することで、従来の強度基準を用いた場合の問題の一つである、解析結果の要素寸法依存性が解消されること [1]、またいわゆる強度の寸法依存性も表現できるようになることなどがすでに報告さ



れている [2]。エネルギー基準を導入した破壊力学的なモデルとしては、離散ひびわれモデルに対しては、Hillerborg ら [3] の仮想ひびわれ (fictitious crack) モデルが、また分布ひびわれモデルに対しては Bazant ら [2] のひびわれ帯 (crack band) モデルが代表的である。また、仮想ひびわれモデルの考え方を分布ひびわれモデルに適用するモデルも Dahlblom ら [4] によって提案されている。

仮想ひびわれモデルは、ひびわれの進展を節点の分離で表わし、分離した節点間に、その節点間距離 (ひびわれ幅) に応じて引張軟化曲線から定まる結合力を作用させるものである。引張軟化曲線は、コンクリートの 1 軸引張試験時に得られるひびわれ幅とひびわれ間伝達応力の関係をモデル化したもので、曲線下の面積は破壊エネルギー  $G_F$  に一致している。

ひびわれ帯モデルは、ひびわれは有限の幅 (クラックバンド幅  $w_c$ ) を有し、幅方向の特性が一樣な連続体として表される。クラックバンド内の応力-ひずみ ( $\sigma - \varepsilon_{cr}$ ) 関係には軟化が考慮される。この応力-ひずみ関係のひずみ  $\varepsilon_{cr}$  は、クラックバンド幅  $w_c$  と仮想ひびわれモデルで用いられる引張軟化曲線 ( $\sigma - \omega$ ) のひびわれ幅  $\omega$  と  $\omega = w_c \varepsilon_{cr}$  なる関係で結び付けられ、さらに応力-ひずみ曲線下の面積  $g_f$  と引張軟化曲線下の面積で表される破壊エネルギー  $G_F$  は  $G_F = w_c g_f$  なる関係で結び付けられる。したがって、ひびわれ帯モデルは、形式的には仮想ひびわれモデルと等価なモデルであるが、クラックバンド幅を材料特性値としている点が特徴である。

一方、Dahlblom らによって提案された仮想ひびわれモデルを分布ひびわれモデルに適用するモデルは、ひびわれが発生した要素を仮想ひびわれと弾性領域からなる要素と考え、要素の応力-ひずみ関係を仮想ひびわれの特性と弾性領域の特性のたし合わせで定めるものである。このたし合わせの際に要素寸法を考慮するために、要素寸法として“等価長さ (equivalent length)”が導入されている。すなわち、このモデルの特徴は、ひびわれ後の応力-ひずみ関係を要素寸法に依存させている点である。

なお、以上のモデルに共通する欠点は、いずれのモデルも、ひびわれ近傍の微視的な挙動あるいは破壊進行領域の挙動といったことは解析できず、あくまでも部材の巨視的な挙動しか解析できないということである。そのような欠点を克服するために、非局所マイクロプレーン (nonlocal microplane) モデル [5] に代表されるような、巨視的なひびわれの発生を意識することなく材料特性をすべて連続体として扱う非局所連続体モデルが最近注目されている。

## 6.3 要素特性および解析方法

### 6.3.1 要素特性

#### (a) 概要

コンクリートは、ひびわれが発生しない限りすべて線形弾性体と仮定した。すなわち、部材の非線形挙動はコンクリートのひびわれのみに起因するものとした。ひびわれは、最大主応力が引張強度を越えたときに、最大主応力方向と直交する方向に発生するとした。ひびわれ発生後は、直交異方性体として考え、図 6.1 に示すようにひびわれとそれに直交する座標系で要素特性を定め、座標変換マトリックスを介して全体座標系の特性に変換するようにした。その際、ひびわれ平行方向の応力－ひずみ関係は線形弾性体のままとし、ひびわれ直交方向の応力－ひずみ関係には引張軟化を考慮した。また、ひびわれ発生後に主ひずみ方向が変化する場合の応力評価に関して、固定ひびわれ (fixed crack) モデルと回転ひびわれ (co-axial rotated crack) モデルの 2 つのモデルを用いた。固定ひびわれモデルは、ひびわれ発生後、そのひびわれ方向を固定し、主ひずみ方向が変化した場合、ひびわれ面でのせん断伝達を考えるものである。したがって、固定ひびわれモデルは、主ひずみ主応力関係に加え、せん断に関する構成則が必要となる。これに対して、回転ひびわれモデルは、ひびわれ発生後、主ひずみ方向が回転した場合に、ひびわれ方向を最大主ひずみ方向に直交するように回転させ、常に、主ひずみ方向と主応力方向を一致させるようにしたモデルである。したがって、回転ひびわれモデルは、ひびわれが回転するという物理的に理解し難い点はあるものの、ひびわれ面にはせん断応力が生じないので、解析においてせん断特性に関する材料パラメータを必要としない点が特徴である。

#### (b) ひびわれ要素の応力－ひずみ関係

仮想ひびわれモデルは、ひびわれ発生以降の挙動を、応力－ひずみ関係でなく、応力とひびわれ幅の関係 (引張軟化曲線) で規定したモデルある。したがって、仮想ひびわれモデルを分散ひびわれモデルに適用するには、ひびわれ幅をひずみ量に変換することが必要となる。そこで、簡単のために長さ  $L$  の 1 次元要素に 1 本のひびわれが生じている状態を考える。要素全体の変形は、ひびわれ幅とひびわれ以外の弾性領域の弾性変形の和として与えられるので、要素の平均ひずみと応力の関係は次式で与えられる。

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} + \frac{\omega(\sigma)}{L} \quad (6.1)$$

ここで、 $\omega(\sigma)$ : 引張軟化曲線 ( $\sigma$ : 応力,  $\omega$ : ひびわれ幅),  $L$ : 要素の長さ,  $E$ : 弾性係数,  $\varepsilon$ : ひびわれ直交方向の平均ひずみ

本研究では、上式を平面要素のひびわれ直交方向の応力-ひずみ関係として採用した。ただし、本研究では定ひずみ三角形要素を使用し、式 (6.1) 中の要素寸法  $l$  としては、Dahlblom らが提案したのと同様に、図 6.1 に示すように要素のひびわれ平行方向の投影長さ  $h$  とした。以下、これをひびわれ要素の“等価長さ”と呼ぶこととする。ひびわれ発生後、除荷 (ひずみの減少) が起きる場合には、図 6.2 に示すように原点指向型とした。引張軟化曲線としては、普通強度のコンクリートに比較的適合の良い 1/4 モデル (図 6.3) を採用した。なお、引張軟化曲線が 1/4 モデルの場合、等価長さがコンクリートの特性長さ  $l_{ch}(= EG_F/f_t^2)$  を越えると、ひびわれ直交方向の応力-ひずみ関係が引張強度以降、スナップバックする。そのため、要素分割の際に等価長さを特性長さより小さくなるようにした。

固定ひびわれモデルの場合のひびわれ面でのせん断伝達モデルとしては、もっとも単純なモデルとして、ひびわれ面には全くせん断応力が発生しないとしたモデルを採用した。すなわち、通常の直交異方性モデルを用いた解析で使用されている、せん断低減係数 (shear retention factor) を零としたモデルである。

### 6.3.2 要素剛性の評価と求解法

本解析では、非線形求解法として、増分繰返し法 (incremental-iterative solution procedure) を用いた。また、解析の制御は部材の最大耐力点以降も解析できるように、変位制御とした。したがって、載荷中、スナップバックを生じるような問題は解析できない。各荷重 (強制変位) 増分ステップの、第 1 回目の収束繰返し計算時のみ、剛性マトリックスを書き換え、2 回目以降の繰返し計算では書き換えない、修正 Newton-Raphson 法 (ただし、接線剛性マトリックスは使用していない) を採用した。

本解析では前節で示したように要素の特性は、増分形でなく、すべて全応力-全ひずみの関係で与えている。そのため、要素の応力は、いわゆる接線剛性を逐次積分して求めるのではなく、与えられた全ひずみから直接計算できる。したがって、各荷重ステップでの収束計算に用いられる材料剛性マトリックス  $[D]$  は、単に不平衡力の再配分のためにのみ用いるのであって、応力計算にはまったく関与しないので、必ずしも材料の応力-ひずみ関係の接線剛性である必要はない。 $[D]$  マトリックスとしては、安定してかつ効率よく解が収束するものを選択すればよい [6]。そこで試行錯誤により、次章で示すいずれの問題に対しても、安定して解の得られる  $[D]$  マトリックスとして以下のものを採用した。図 6.4 に計算のフローチャートを示す。

ひびわれ発生前は線形弾性体の  $[D]$  マトリックスを用いる。ひびわれ発生後、ひびわれ直交方向の剛性は、鉄筋コンクリートを対象とした解析では通常、零に近い値が用いられることが多いようであるが、ここでは、解の収束が安定するように引

張強度以降、連続的に徐々に低下させるようにした (式 (6.6) 参照)。ひびわれ平行方向については弾性のままとした。また、ポアソン比は零とした。

固定ひびわれモデルの場合のせん断剛性に関しては、解の安定性のために弾性剛性の  $1/1000$  の値を用いた。一方、回転ひびわれモデルの場合のせん断剛性の項は、材料の特性には全く関係なく、単に主ひずみ方向と主応力方向を一致させるために導入されるものである。すなわち、あるひびわれ後のつり合い状態 (主ひずみ方向と主応力方向が一致し、かつ最小主ひずみ方向とひびわれ方向が一致している状態) から  $\Delta\tau$  だけせん断応力が変化するときの主応力方向の変化  $\Delta\theta_s$  は

$$\tan 2\Delta\theta_s = \frac{2\Delta\tau}{\sigma_n - \sigma_t} \quad (6.2)$$

また、 $\Delta\gamma$  だけせん断ひずみが増加すると主ひずみ方向の変化  $\Delta\theta_e$  は

$$\tan 2\Delta\theta_e = \frac{\Delta\gamma}{\varepsilon_n - \varepsilon_t} \quad (6.3)$$

であるので、主応力方向と主ひずみ方向を一致させるためには  $\Delta\theta_s = \Delta\theta_e$  より

$$G_{nt} = \frac{\Delta\tau}{\Delta\gamma} = \frac{1}{2} \frac{\sigma_n - \sigma_t}{\varepsilon_n - \varepsilon_t} \quad (6.4)$$

とすればよい。以上をまとめると次のようになる。

(ひびわれ発生前)

$$[D] = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & (1-\nu)/2 \end{bmatrix} \quad (6.5)$$

ここで、 $E$ : ヤング係数、 $\nu$ : ポアソン比

(ひびわれ発生後)

$$\begin{pmatrix} \sigma_{nn} \\ \sigma_{tt} \\ \tau_{nt} \end{pmatrix} = [D_{nt}] \begin{pmatrix} \varepsilon_{nn} \\ \varepsilon_{tt} \\ \gamma_{nt} \end{pmatrix} \quad (6.6)$$

ここで、 $\sigma, \varepsilon$ : ひびわれ座標系での応力, ひずみ ( $n, t$ : ひびわれ直交方向, 平行方向)

$$[D_{nt}] = \begin{bmatrix} \mu E & 0 & 0 \\ 0 & E & 0 \\ 0 & 0 & G' \end{bmatrix} \quad (6.7)$$

ここで、 $\mu = \sigma_n / f_t$  ( $\sigma_n$ : 前荷重ステップでのひびわれ直交方向の応力,  $f_t$ : 引張強度)

$$G' = \begin{cases} \frac{G}{1000} & (\text{固定ひびわれ}) \\ \frac{\sigma_{nn} - \sigma_{tt}}{2(\varepsilon_{nn} - \varepsilon_{tt})} & (\text{回転ひびわれ}) \end{cases} \quad (6.8)$$

ここで、 $G(= E/2(1+\nu))$ : せん断弾性係数  
解の収束の判定は以下のようにした。

$$\frac{\sum(\Delta f_i)^2}{\sum(f_i)^2} \leq 1.0 \times 10^{-6} \quad (6.9)$$

ここで、 $f_i$ : 節点外力,  $\Delta f_i$ : 不平衡等価節点力

## 6.4 解析結果と考察

### 6.4.1 モード I 荷重下の解析

解析の対象は、曲げを受ける無筋コンクリートはり (断面  $10 \times 10\text{cm}$ , 載荷スパン  $30\text{cm}$ ) である。コンクリートは普通強度コンクリートを想定して、引張強度  $30\text{kgf/cm}^2$ 、破壊エネルギー  $0.1\text{kgf/cm}$ 、弾性係数  $3.0 \times 10^5\text{kgf/cm}^2$ 、引張軟化曲線は 1/4 モデルとした。また、解析はすべて平面応力状態を仮定した。

#### (a) 離散ひびわれモデルと分布ひびわれモデル

まず、離散ひびわれ (仮想ひびわれ) モデルを用いた場合と分布ひびわれモデルを用いた場合とを比較するために、3 等分点載荷を想定して、図 6.5 に示す要素分割で両解析を行った。供試体および荷重の対称性により、供試体の半分のみを解析することとした。離散ひびわれモデルを用いた解析では、供試体中央の引張縁から 1 本のひびわれが鉛直に進展するものとした。一方、分布ひびわれモデルを用いた解析では、離散ひびわれモデルの場合と条件を合わせるため、すなわち、ひびわれを供試体中央断面に局所化させるため、供試体中央の鉛直 1 列の要素 (図 6.5 中、対称軸に接している要素) のみにひびわれが発生し得るとして、他の要素はひびわれは発生しないものとした。

図 6.6 に解析で得られた荷重－変位曲線を示す。同図より、離散ひびわれを用いた場合と分布ひびわれを用いた場合で、解析結果はまったく一致することが確認された。なお、ここで注意しておかなければならないことは、この解析では対称性により供試体の半分のみをモデル化し、しかも対称軸とひびわれ経路が一致しているため、分布ひびわれを用いた場合には、対称軸に接するひびわれ要素の等価長さ

は、ひびわれ方向投影長さとして計算される値の 2 倍としなければならないことである。そのようにしないと、供試体全体では解析上、設定した破壊エネルギーの 2 倍のエネルギーが消散することになるからである。同様に、離散ひびわれを用いた場合には、ひびわれ節点の節点変位の 2 倍をひびわれ幅とし、そのひびわれ幅から定まるひびわれ間結合力を等価節点力として作用させなければならない。すなわち、対称性を考慮してモデルの一部分のみを解析する場合に、ひびわれが対称軸に沿って進展するときには、一般部に発生するひびわれの処理とは異なった処理が必要となる。

#### (b) 要素寸法依存性

要素寸法が解析結果に与える影響を調べる目的で、中央集中載荷を想定して、図 6.7 に示す 3 通りの要素分割を用いて解析を行った。なお、この場合も供試体中央の鉛直 1 列の要素のみにひびわれが発生するとして解析した。図 6.8 に解析結果を示す。要素寸法が大きい (a) の場合に初期剛性が高くなっているが、荷重－変位曲線の概形および最大耐力は 3 種類の要素寸法でほぼ一致しており、等価長さを組込んだモデルを用いたことで、要素寸法依存性は解消されていることが確認された。なお、要素寸法が大きい (a) の場合に初期剛性が高いのは、要素分割が粗いことにより、弾性領域の解析精度が低下しているためと考えられる。

#### (c) ひびわれの局所化

上述の分布ひびわれモデルの場合、ひびわれを供試体中央に局所化させるために、供試体中央 1 列の要素以外はひびわれが発生しないとした。しかし、はり供試体の最大荷重は、引張軟化を考慮しているため、引張縁の応力がちょうど引張強度に達するときの荷重より 4 割程度大きくなっている。したがって、供試体中央断面以外の要素には、応力が引張強度を上回っているものが存在している。そこで、分布ひびわれモデルを用い、ひびわれ経路をあらかじめ定めることなく、しかも、ひびわれの局所化を考慮せずに、単にひびわれの発生判定に主応力基準のみを適用して解析を行った。ただし、この解析では、前節で述べた理由により、図 6.9 に示すように供試体全体をモデル化した。また、荷重は 3 等分点載荷と中央集中載荷の 2 ケースについて解析した。

図 6.10 には 3 等分点載荷の場合の解析結果を示す。比較のために、供試体中央の要素のみにひびわれが局所化するとした場合の結果を併記した。なお、解析時の変位増分は、ひびわれを局所化させないケースでは、ひびわれ発生直前まで 1 ステップで載荷し、それ以降  $1/2000\text{mm}$  とし、解が発散・振動するような場合にはさらに増分を小さくして、式 (6.7) に示した収束条件を満足するまで繰返し計算を行った。そのため、ひびわれ発生後、最大荷重点に達するまでに約 70 ステップを要した。一方、ひびわれを局所化させたケースでは、ひびわれ発生後の変位増分を  $1/1000\text{mm}$  とした。このケースではひびわれ発生後、12 ステップで最大荷重に達した。図 6.10 より、ひびわれを局所化させない場合には、最大荷重およびその時

の変位が局所化させた場合に比べて大きくなっていることがわかる。

図 6.11 にはひびわれを局所化させない場合の最大荷重時のひびわれ状況を示す。図 6.11(a) には、それまでに発生した全ひびわれを、(b) には載荷状態にある (すなわち、応力、ひずみ状態が図 6.2 に示した応力-ひずみ曲線の包絡線上にある) 要素のひびわれのみを示す。この図より、ひびわれを局所化させない場合には、モーメントスパン内の引張縁全域にひびわれが生じ、最大荷重時には多くのひびわれは除荷状態に入るが、載荷状態のひびわれは 1 箇所に局所化することなく、2 箇所に分散してしまうことがわかる。

ここで、ひびわれを局所化させない場合に荷重が高くなる理由を述べる。簡単のために図 6.12 に示すような 1 軸引張を受ける均一な棒部材を考える。棒部材全体の荷重-変位関係 (平均の応力-ひずみ関係) の軟化域の形状は、ひびわれが局所化しないとすれば、部材中に発生するひびわれの数に依存し、その数が多くなるほど、勾配は緩やかになる。同様に、はり供試体の引張側に複数のひびわれが発生すれば、引張側の平均の応力-ひずみ曲線の軟化域の勾配は緩やかになるため、離散ひびわれモデルにおいて引張軟化曲線の勾配が緩やかになるにつれて曲げ強度が増大するのと同様の効果が現れ、その結果耐力が上昇すると考えられる。

次に、中央集中載荷の場合において、ひびわれを局所化させない場合とさせた場合の解析結果を図 6.13 に示す。また、最大荷重点でのひびわれ状況を図 6.14 に示す。なお、この解析では回転ひびわれモデルを用いている。また、解析時の変位増分は 3 等分点載荷の場合と同様とした。中央集中載荷の場合には、作用モーメントが供試体中央断面で最大となるため、ひびわれを特に局所化させなくても、ひびわれは自然に供試体中央に集中する傾向にある。また、ひびわれを局所化させない場合の荷重-変位曲線と局所化させた場合の曲線の差は、3 等分点載荷の場合に比較すると小さくなっていることがわかる。

以上のことより、3 等分点載荷を受ける無筋コンクリートはりのように、ひびわれ直前の応力状態が一樣な区間でひびわれが発生し、局所化をともなって進展するような場合を、本研究で採用した分布ひびわれモデルを用いて解析するには、ひびわれを 1 要素列に局所化させるための操作が必要であり、さらにその局所化の影響範囲 (ひびわれ直交方向の影響範囲) を規定するためのパラメータ、localization limiter を導入する必要があると考えられる。ひびわれを局所化するための一つの方法として、ここでは、図 6.15 に示すように、ひびわれ要素のひびわれ直交方向の投影範囲に要素重心が入る周囲の要素を、ひびわれの進行にともない逐次ひびわれの入らない要素にするようにした。ただし、ひびわれ要素に隣接し、ひびわれの進行方向に位置する要素はひびわれの発生し得る要素のままとした。この方法により、曲げ供試体の場合には、あらかじめひびわれ経路を決めておかなくても、ひびわれを 1 要素列に局所化させることができ、あらかじめひびわれ位置を決めておいた解析と同様の結果が得られた。なお、このように、ひびわれを局所化させる



としても、等応力区間内でひびわれが発生する場合の初ひびわれ位置の決定には、確率論等を導入せざるを得ない。ここでは、簡単のために初ひびわれ要素は、供試体中央最下縁として解析した。また、局所化の影響範囲を規定する localization limiter は、供試体よりも十分大きい (すなわち、ひびわれは供試体中に 1 本しか発生しない) として解析したが、これは、離散ひびわれモデルを用いて解析する場合にも当然必要なパラメータであり、離散ひびわれを設置する間隔に相当するものである [8]。なお、中央集中載荷のように、もともと応力に変化がある場合には、特にひびわれを局所化させなくても、局所化させた場合にほぼ近い結果が得られる可能性がある。ただし、本研究では変位増分をかなり小さく採っているが、変位増分が解析結果に与える影響については検討していないので、この点については今後の検討が必要であると考えられる。

#### 6.4.2 混合モード荷重下のひびわれ進展解析

鉄筋コンクリート部材を対象とした場合には、モード I (引張) とかモード II (面内せん断) とかいった呼び方はされてはいないが、いわゆるせん断破壊 (せん断荷重下での破壊) については、現在も精力的に研究が行われている。とくに、解析を対象とした場合には、ひびわれ面でのせん断伝達の問題として多くの研究がこれまでになされ、幾種ものモデルが提案されてきた。しかし、これらはいずれも、幅が  $0.1\text{mm}$  程度以上の目視可能なひびわれ面において、ひびわれ面に鉄筋が交差しているか、あるいは、ひびわれ面直交方向に拘束力が作用している場合をモデル化したものであり、いわゆる骨材のかみ合わせ (aggregate interlocking) 効果のモデル化である。

一方、無筋コンクリートを対象とした場合には、モード II の破壊が実際に有り得るのかどうか自体にはまだ明確な結論は出ていないような状態であり、破壊進行領域、あるいは引張軟化直後の非常にひびわれ幅が小さい状態でのせん断特性に関しては実験データすらほとんど報告されていないのが現状のようである。ちなみに、本研究で用いている引張軟化曲線で、普通コンクリートの場合、折れ点 (応力が引張強度の  $1/4$  まで下がった点) のひびわれ幅は  $0.025\text{mm}$  程度であり、このような小さなひびわれ幅を制御してせん断試験を実施することは、非常に難しいと思われる。また、解析的研究では、Rots[9]、Bocca ら [10] が混合モードの荷重を受ける無筋コンクリート供試体の解析を報告している。しかし、彼らの報告によれば、結局、無筋コンクリートでは混合モードの荷重下ではあっても、モード I の破壊のみを考慮して解析すればほぼ実験結果をシミュレートできている。

ここでは混合モードの荷重を受ける無筋コンクリート供試体への本解析法の適用性および問題点について示す。なお、解析では Rots、Bocca らの研究を参考にして、ひびわれ発生条件、発生方向および要素特性は、モード I の場合と同じとし、



特にモード II の破壊条件等は組込んでいない。

#### (a) 実験概要

実験には、図 6.16 に示すような部分的に切欠きを入れた 3 種類の供試体を用いた。混合モードの試験法としては、はりの逆対称載荷試験や push-off 型の供試体を用いた試験等があるが、ここでは、境界条件が単純明快で、かつ載荷が容易となるものを選定した。供試体 A はモード I の供試体であり、切欠き (幅  $4.5\text{mm}$ ) を供試体の下縁および両側面に入れてある。供試体 B および C は混合モードの荷重を受ける供試体である。供試体 B は、供試体の下縁のみに切欠きが入れてあり、ひびわれが切欠き先端から斜めに進展すると予測されるものである。供試体 C は、供試体破壊断面の全周に切欠きを入れたものである。これは、ひびわれ経路を規定することで、モード II の影響をできるだけ大きくすることを目的としたものである。載荷試験では荷重と載荷点変位を計測した。コンクリートは最大粗骨材寸法が  $15\text{mm}$  で、圧縮強度 ( $\phi 10 \times 20\text{cm}$ )、割裂引張強度 ( $\phi 15 \times 15\text{cm}$ ) および弾性係数がそれぞれ、 $317\text{kgf/cm}^2$ 、 $28.5\text{kgf/cm}^2$  および、 $3.3 \times 10^5\text{kgf/cm}^2$  の普通コンクリートを用いた。供試体数は、それぞれ 4~6 本である。

#### (b) 実験および解析結果

図 6.17(a) に供試体 A の要素分割を、また図 6.18 に荷重-変位曲線を示す。図 6.18 中、実験値のばらつきの範囲を影を付けて示した。解析は破壊エネルギーを  $0.1\text{kgf/cm}$ 、引張軟化曲線を 1/4 モデルとし、平面応力状態を仮定して行った。この供試体の場合には、純曲げ状態でモード I のひびわれしか発生せず、固定ひびわれモデルと回転ひびわれモデルでは結果に差が生じないので、回転ひびわれモデルを用いた解析の結果のみを示した。図 6.18 より、実験結果と解析結果はよく一致しており、解析で仮定した破壊エネルギーの値および引張軟化曲線のモデルが本実験で用いたコンクリートに対してはほぼ妥当であると考えられる。したがって以下に示す供試体 B および C の解析でも同一の破壊エネルギーおよび引張軟化曲線モデルを用いることとした。なお、供試体 A では、側面にも切欠きがあり、しかもリガメント部を 1 列の要素で分割しているため、解析ではひびわれを局所化させる操作をしなくても、ひびわれは 1 列要素にしか発生しなかった。

図 6.17(b) には供試体 B の要素分割を示す。図 6.19 には固定と回転の両ひびわれモデルを用い、ひびわれを局所化させずに解析した結果を示す。最大荷重およびその時の変位は実験に比べると、解析の方が大きくなっているが、荷重-変位曲線の概形は実験と解析でほぼ一致している。供試体 B の場合には、ひびわれモデルによる解析結果の差はほとんど見られらず、モード II の影響は小さく、モード I の影響が卓越していると推察される。

図 6.20 には回転ひびわれモデルを用い、ひびわれを局所化させて解析した結果を示す (図中、分割 a)。この場合には、実験値に比べてかなり耐力が大きくなった。これは、Rots[10] が指摘している、ストレスロッキング (stress locking) によるも

のと考えられる。図 6.21 に引張主応力の分布状況を示すが、ひびわれを局所化したことにより、ひびわれ要素の周囲の要素の応力状態が著しく乱れていることがわかる。この原因は、以下のように説明することができる。分布ひびわれモデルに軟化を組み込んだ場合、図 6.22 に示すように、ひびわれ要素とそれに隣接するひびわれのない要素との境界線がひびわれ方向と平行であればひびわれ要素が軟化すると、隣接要素は除荷をすることで力のつり合いと変形の適合条件は満足される。一方、境界線とひびわれの方向が平行でない場合には、ひびわれ要素の軟化（ひびわれ直交方向の主ひずみの増大）は、適合条件の拘束により、隣接要素のせん断ひずみを増大させ、それが周辺要素の直応力の低下を上回って主応力を増大させることになる。すなわち、ひびわれ要素が軟化しようとする、逆に隣接要素は応力が上昇し、変形（軟化）をさせにくくする現象、すなわちロッキング現象が生じ、その結果、耐力が増大してしまうのである。

このロッキングは、分布ひびわれモデルに軟化を組み込んだ場合には避けられない問題である。しかし、ひびわれの方向と要素分割の方向ができるだけ平行になるように要素分割をすれば、ロッキングの影響は小さくなるものと考えられる。そこで、ひびわれを局所化させずに解析した場合のひびわれ進展方向を考慮し、図 6.23 に示すようにひびわれの進展領域のみ要素分割を変えて解析を行った。その結果、図 6.24 に示すようにロッキングはかなり改善され、図 6.21 に示すように、荷重－変位曲線も、ひびわれを局所化させずに解析した場合（図 6.19）に比べ、より実験値に近い結果が得られた。このことより、ロッキングの影響を避けるためには、ひびわれの進展方向を考慮して、要素を分割し直して解析してみるのも一つの有効な方法であると考えられる。

図 6.25 は供試体 C の荷重－変位曲線を示す。この場合には、最大荷重点までは回転ひびわれモデルと固定ひびわれモデルで差がないが、下降域では固定ひびわれモデルの方が荷重が大きくなった。ただし、ひびわれモデルによる差はあるが、ひびわれを局所化させずに解析した結果は、いずれも実験のばらつきの範囲に入った。一方、ひびわれを局所化させた場合には、下降域での荷重が高くなり、実験値から離れる結果となった。この原因は、図 6.26 に示すように、解析では最大荷重以降ひびわれの進行にともないひびわれが切欠き断面から載荷点側に逸れる傾向があり、そこで著しいロッキングを生じてしまうためである。なお、実験においても、図 6.27 に示すように破断面が載荷点側にめり込むことが観察されており、この供試体の場合には厳密な解析は 3 次元で行う必要があると考えられる。

## 6.5 まとめ

本研究では、ひびわれの進展にともなう無筋コンクリート供試体の巨視的な破壊現象を有限要素法により解析することを目的として、分布ひびわれに仮想ひびわ

れモデルの考え方を適用したモデルにより種々の解析を行った。その結果、まず、モード I の荷重下における破壊を対象とした場合に、以下のことを確認した。

(1) 分布ひびわれモデルに仮想ひびわれモデルの考え方を適用して解析した結果は、離散ひびわれモデルに仮想ひびわれモデルを直接適用した解析結果と一致する。

(2) 分布ひびわれモデルに仮想ひびわれモデルの考え方を適用する場合には、要素の等価長さを導入することによって、解析結果の要素寸法依存性を解消できる。

また、新たに得られた知見は、以下の通りである。

(1) ひびわれが複数の要素に分散して発生する場合とひびわれを 1 要素列に局所化させた場合では、解析結果が異なる。

(2) 本研究で用いた混合モードの荷重を受ける供試体の荷重-変位関係は、分布ひびわれに仮想ひびわれモデルの考え方を適用したモデルを用いることでほぼ推定できる。ただし、解析ではロッキングが生じないように注意しなければならない。

(3) 分布ひびわれモデルに軟化を組込むとロッキングが問題になるが、要素分割をひびわれの進展方向と平行になるようにすることで、ロッキングの影響をある程度避けられる。

## 参考文献

- [1] Rots, J.G., Nauta, P., Kusters, G.M.A. and Blaauwendraad, J.: Smeared Crack Approach and Fracture Localization in Concrete, HERON, Vol.30, No.1, p.48, 1985
- [2] Bažant, Z.P. and Oh, B.H.: Crack Band Theory for Fracture of Concrete, Materials and Structures, Vol.16, No.13, pp.155-177, 1983
- [3] Hillerborg, A., Modéer, M. and Petersson, P.E.: Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by Means of Fracture Mechanics and Finite Elements, Cement and Concrete Research, Vol.6, pp.773-782, 1976
- [4] Dahlblom, O. and Ottosen, N.S.: Smeared Crack Analysis Using Generalized Fictitious Crack Model, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol.116, No.1, pp.55-76, 1990
- [5] Bažant, Z.P. and Ozbolt, J.: Nonlocal Microplane Model for Fracture, Damage and Size Effect in Structures, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol.116 No.11, pp.2485-2505, 1990

- [6] 前川宏一: 有限要素法による鉄筋コンクリート非線形解析の数値計算上の特徴, コンクリート構造物の設計に FEM 解析を適用するためのガイドライン, 日本コンクリート工学協会, pp.127–134, 1989
- [7] コンクリートの破壊力学研究委員会: コンクリート構造の破壊力学に関するコロキウム第 1 部・委員会報告, 日本コンクリート工学協会, JCI-C19, p.176, 1990
- [8] Bazant, Z.P.: Mechanics of Distributed Cracking, Applied Mechanics Reviews, ASME, Vol.39, No.5, pp.675–705, 1986.
- [9] Rots, J.G.: Computational Modeling of Concrete Fracture, Ph.D. Thesis, Delft University of Technology, 1988.
- [10] Bocca, P., Carpinteri, A. and Valente, S.: Mixed Mode Fracture of Concrete, International Journal of Solids and Structures, Vol.27, No.9, pp.1139–1153, 1991.

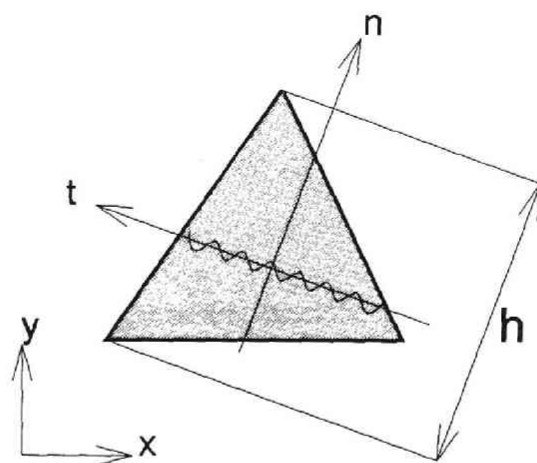


図 6.1: 要素座標系と等価長さ

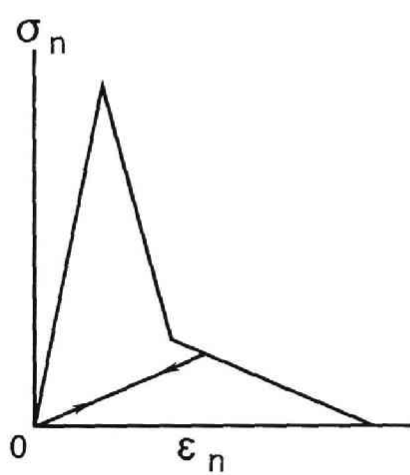


図 6.2: 引張応力-ひずみ関係

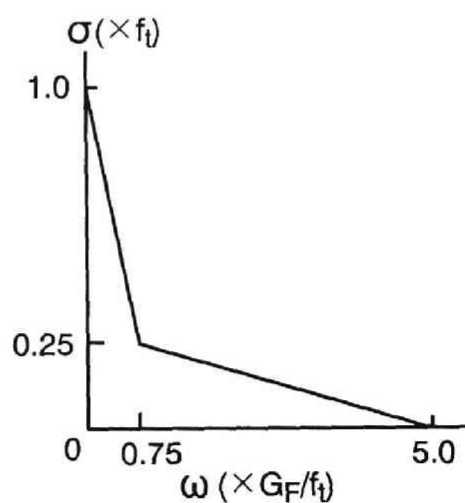


図 6.3: 引張軟化曲線 (1/4 モデル)

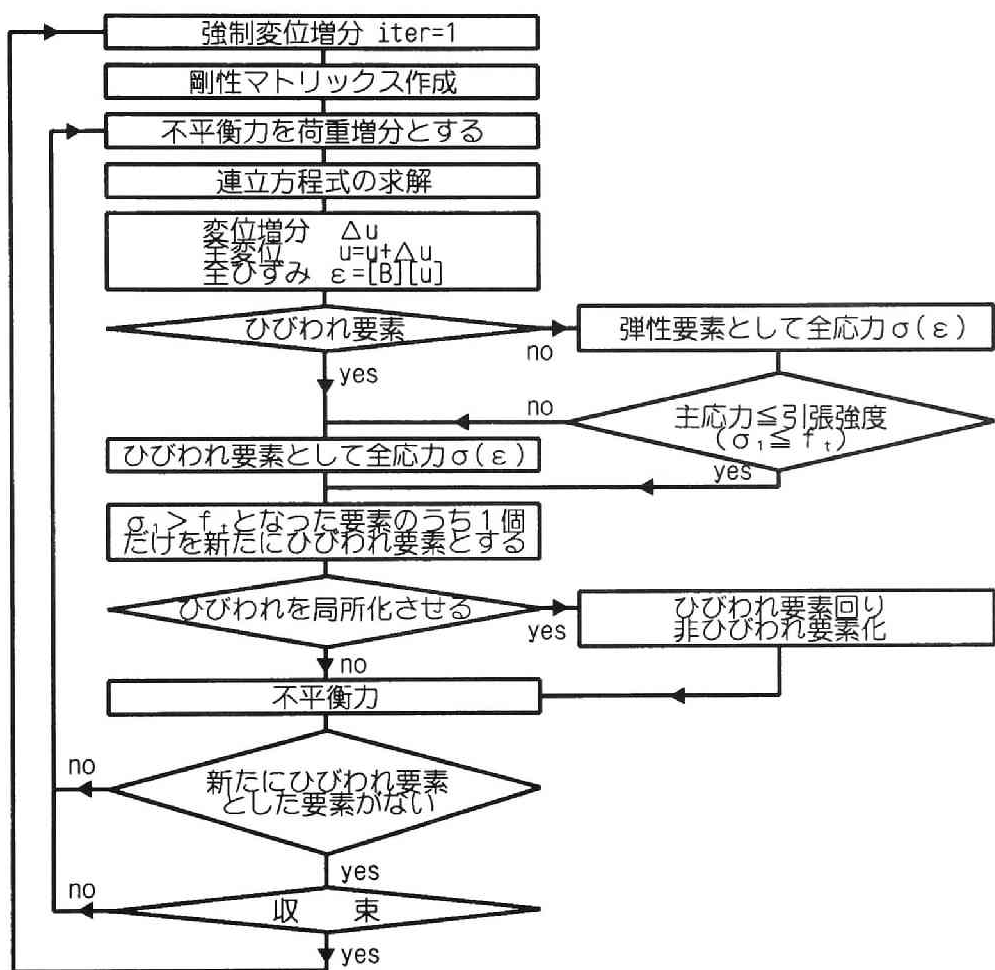


図 6.4: 解析のフローチャート

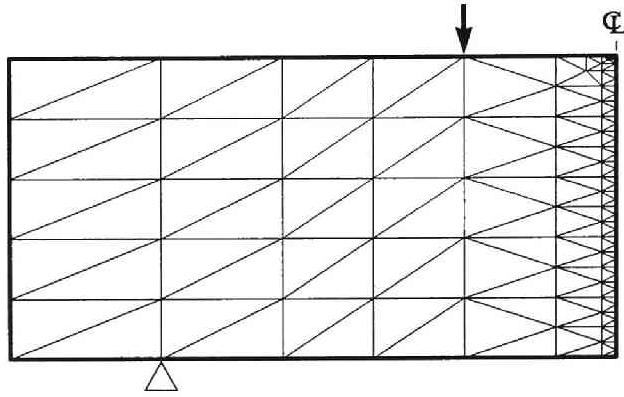


図 6.5: 離散ひびわれと分布ひびわれの解析に用いた要素分割

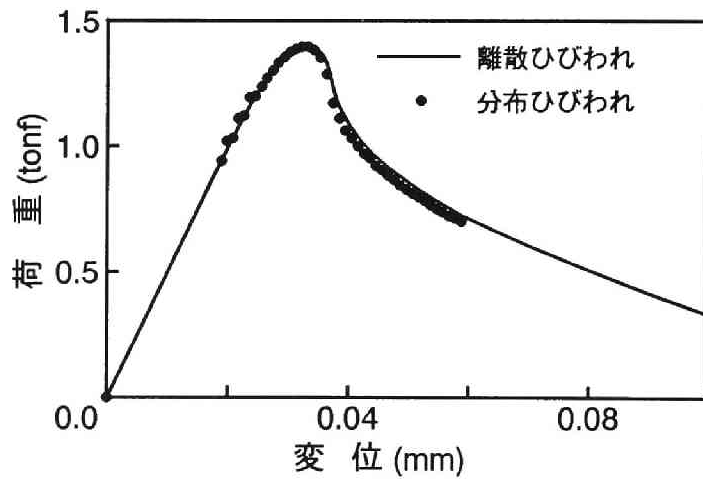


図 6.6: 離散ひびわれと分布ひびわれの解析結果

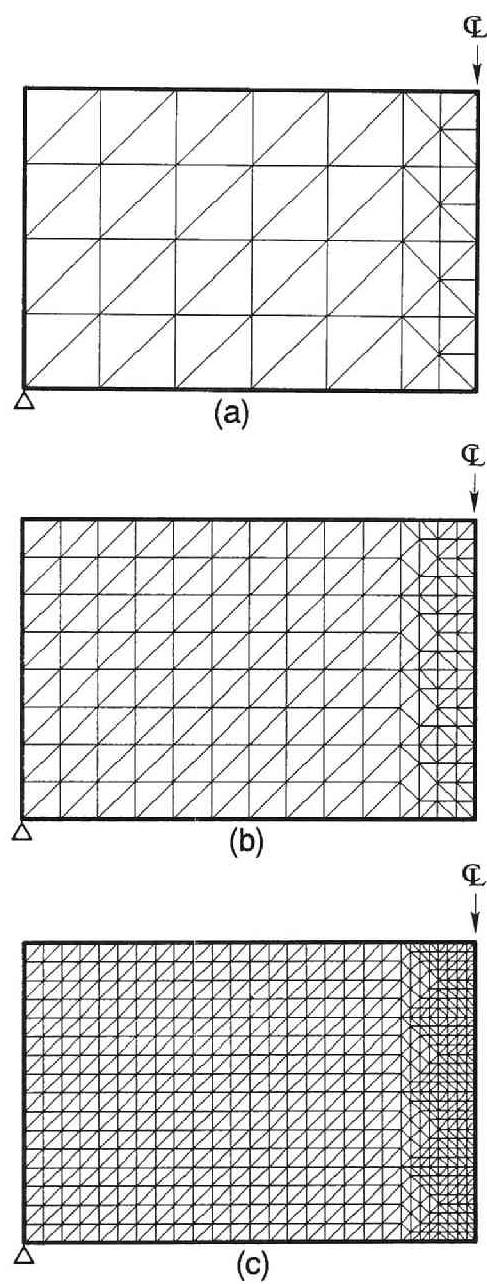


図 6.7: 要素寸法の影響に関する解析に用いた要素分割



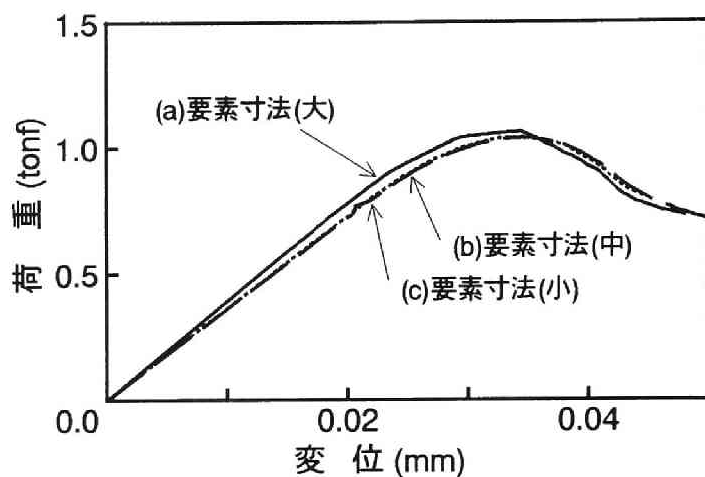


図 6.8: 要素寸法の影響

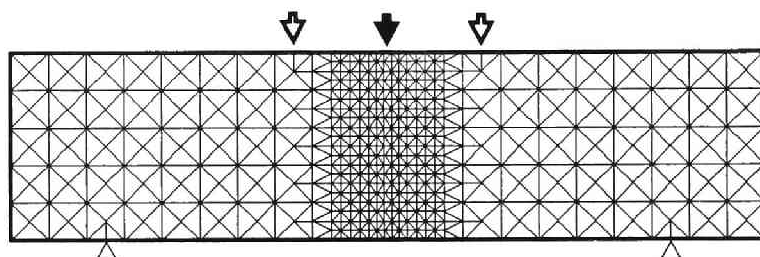


図 6.9: 局所化の影響に関する解析に用いた要素分割

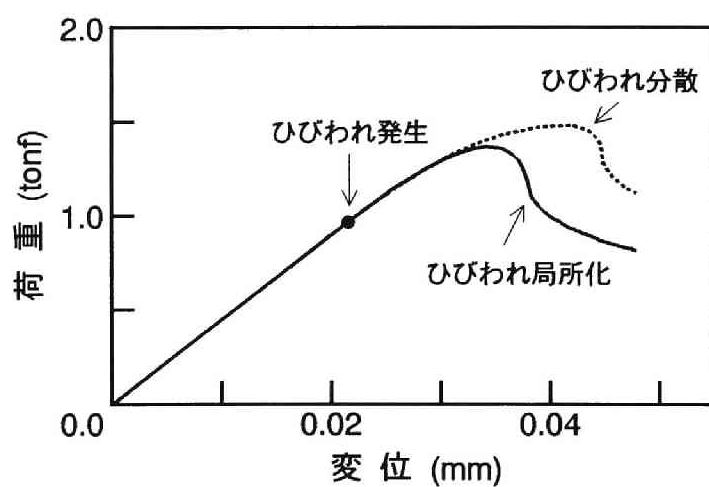


図 6.10: 3 等分点载荷の荷重－変位曲線

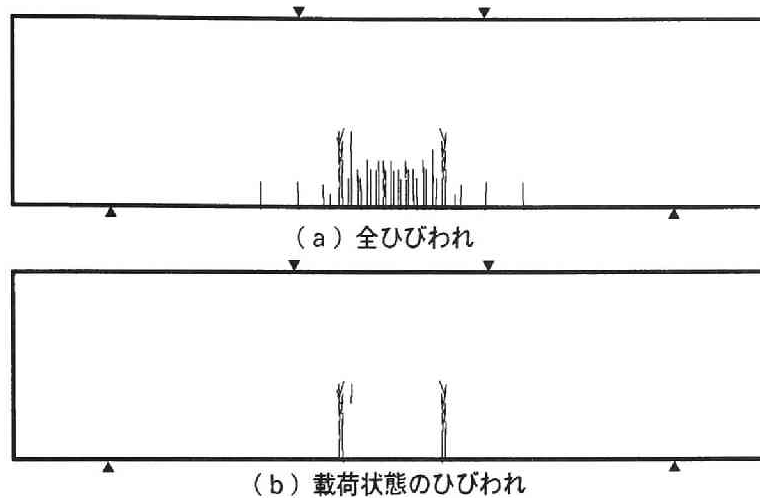


図 6.11: ひびわれ状況 (3 等分点荷重)

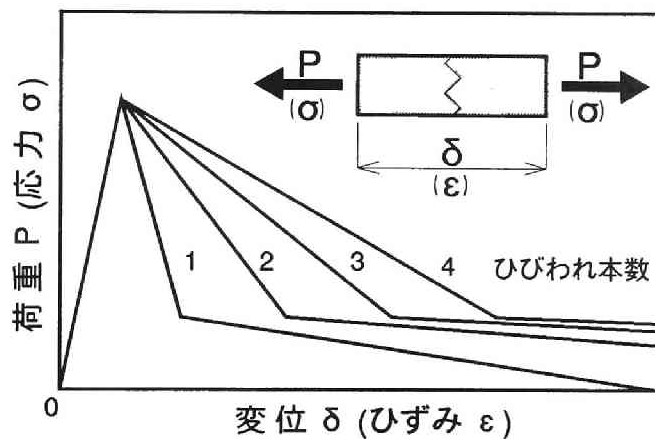


図 6.12: 1 要素の荷重－変位 (応力－ひずみ) 曲線

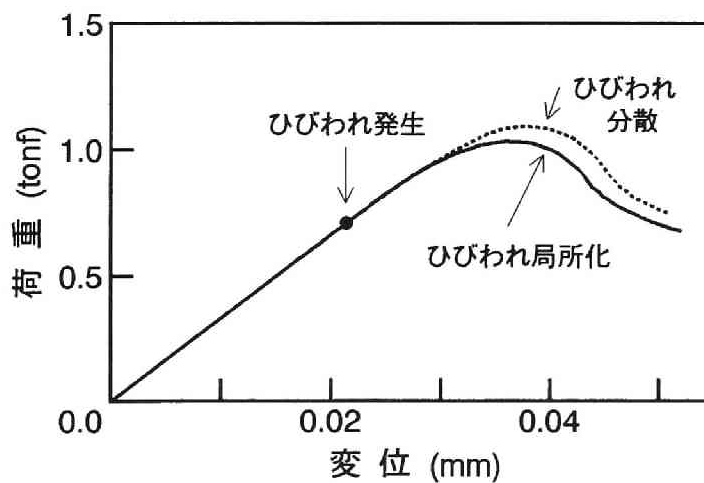


図 6.13: 中央集中荷重の荷重－変位曲線

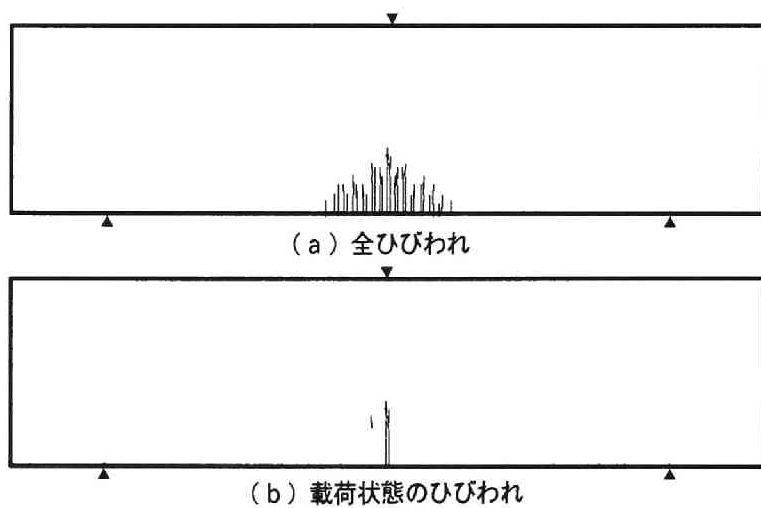


図 6.14: ひびわれ状況 (中央集中荷重)

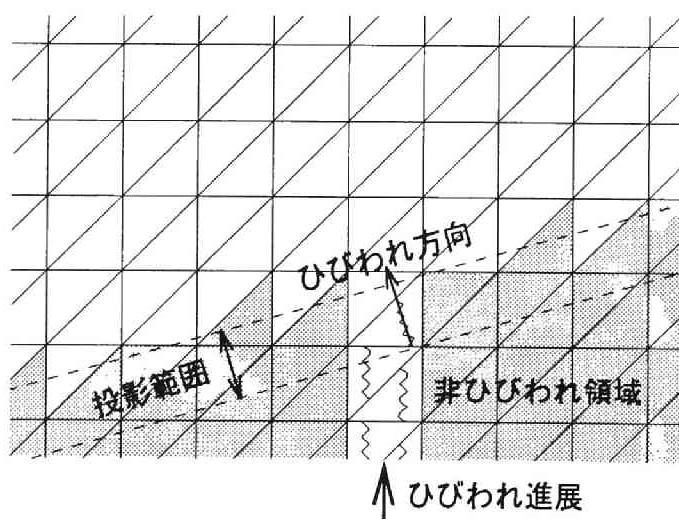


図 6.15: ひびわれの局所化

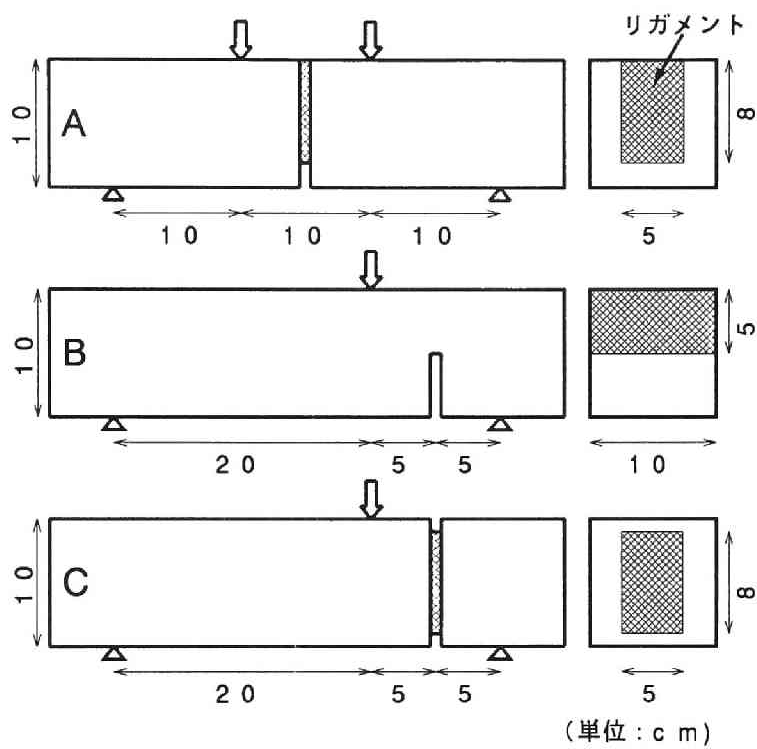


図 6.16: 供試体の種類

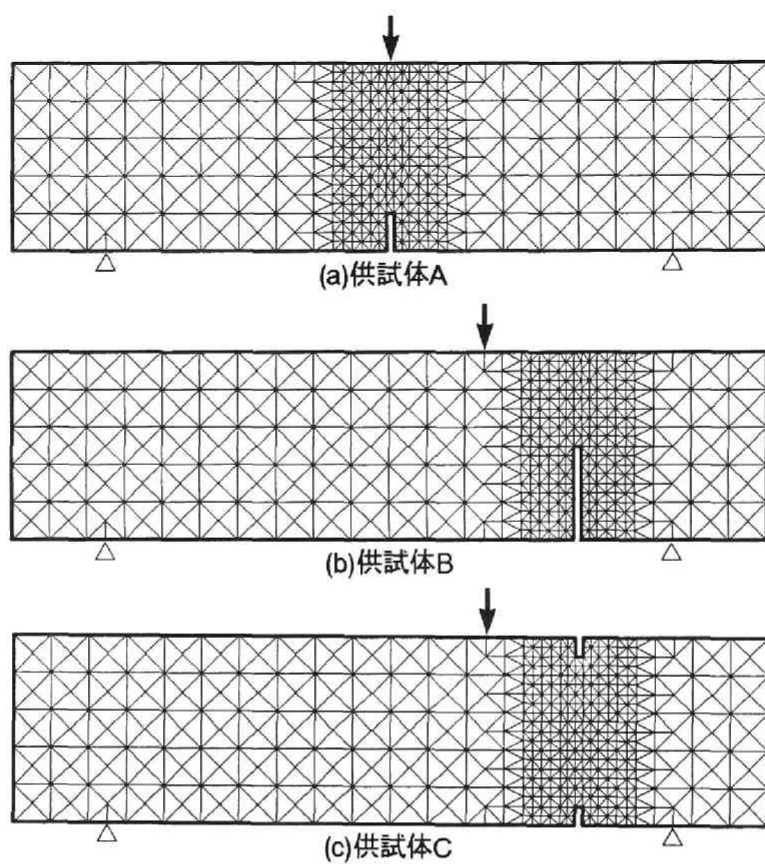


図 6.17: 混合モードの荷重下の解析に用いた要素分割

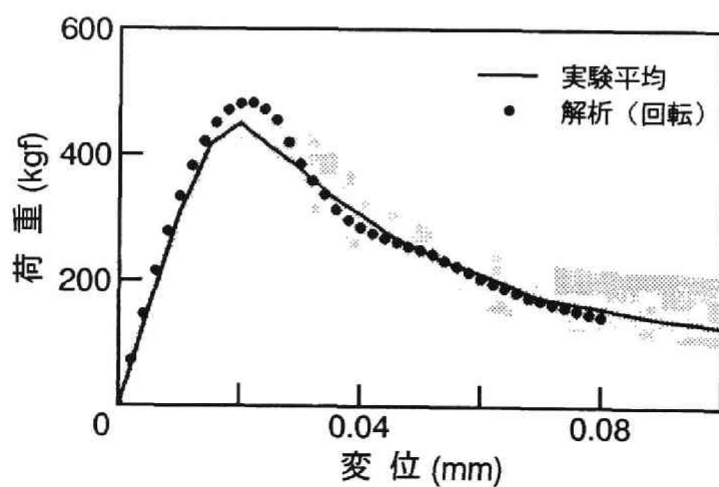


図 6.18: 供試体 A の荷重－変位曲線

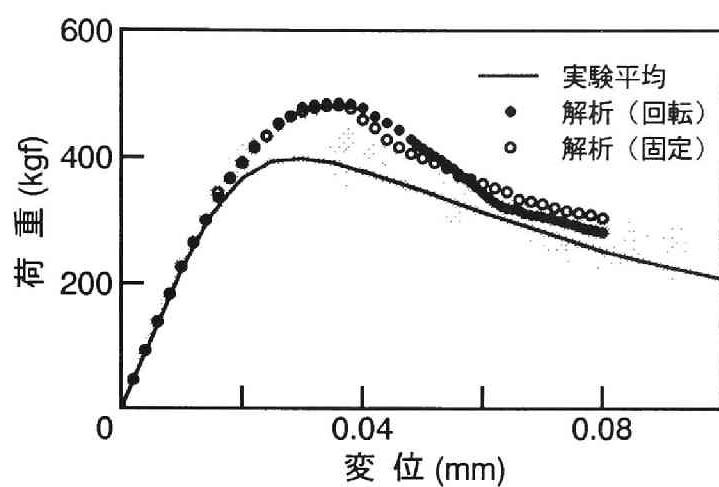


図 6.19: 供試体 B の荷重－変位曲線

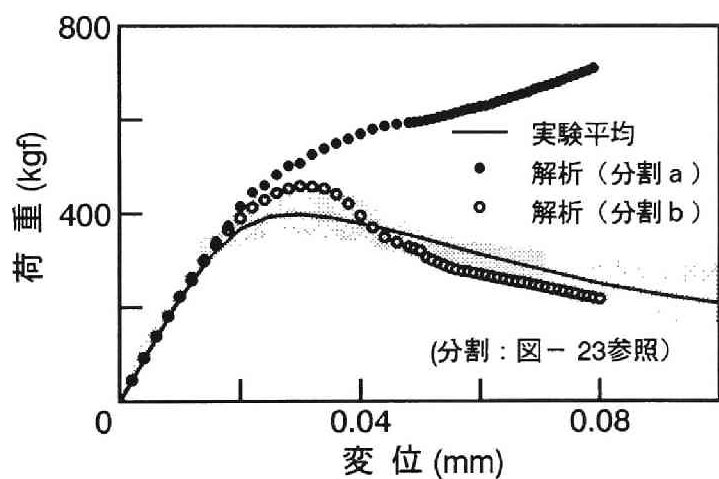


図 6.20: 供試体 B の荷重－変位曲線 (ひびわれ局所化)

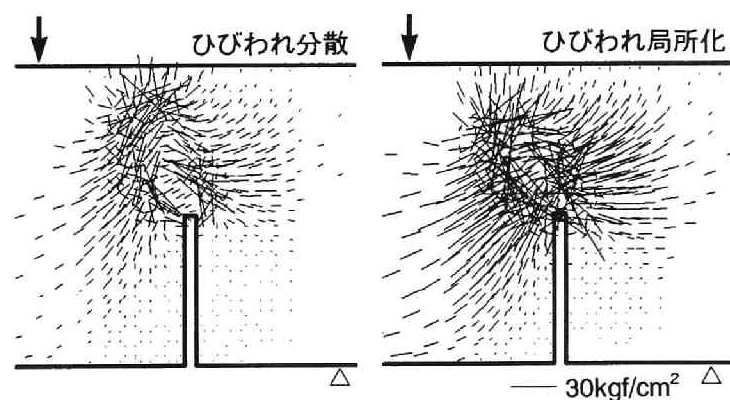


図 6.21: 引張主応力の分布 (変位 0.08mm 時)

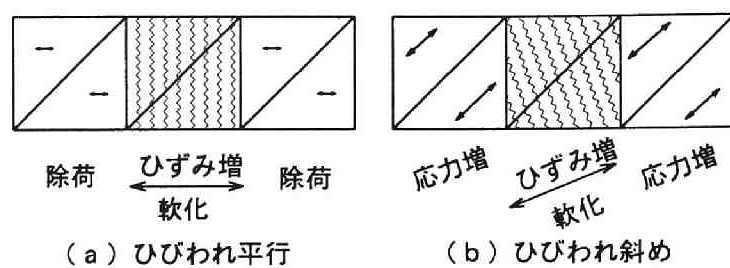


図 6.22: 有限要素の変形適合によるロッキング現象

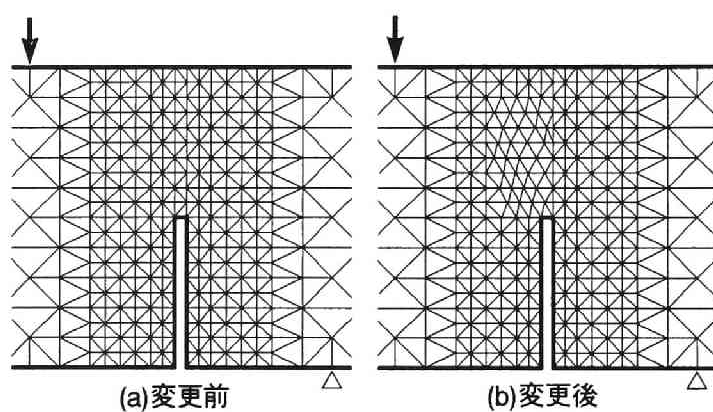


図 6.23: 要素分割の変更

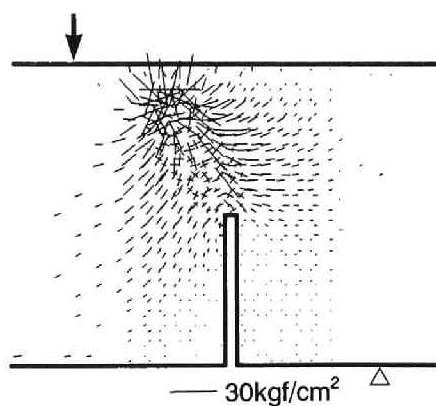


図 6.24: 要素分割変更後の引張主応力の分布

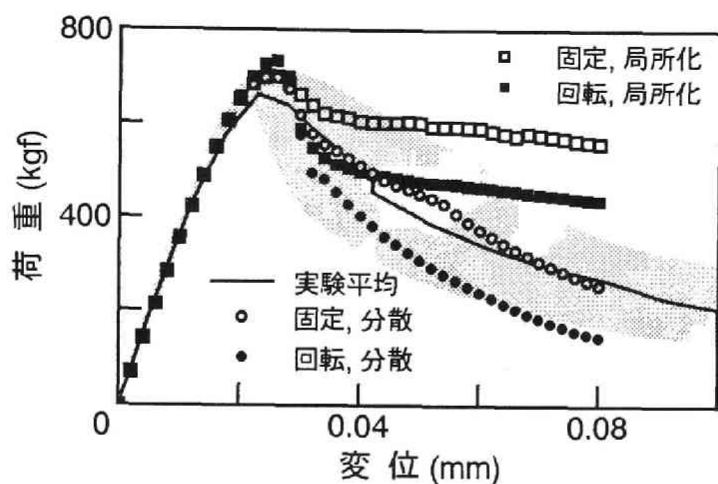


図 6.25: 供試体 C の荷重-変位曲線

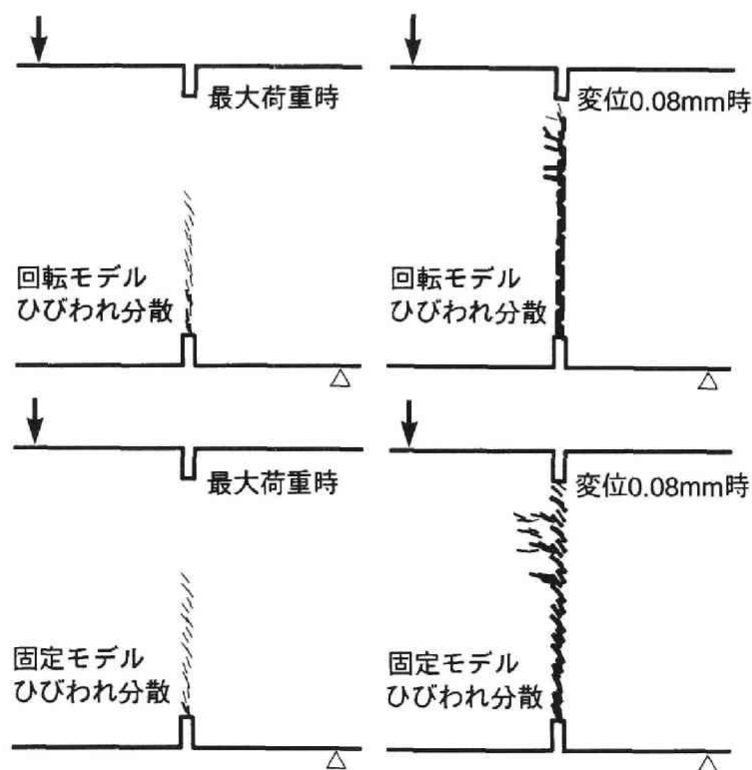


図 6.26: 供試体 C のひびわれ



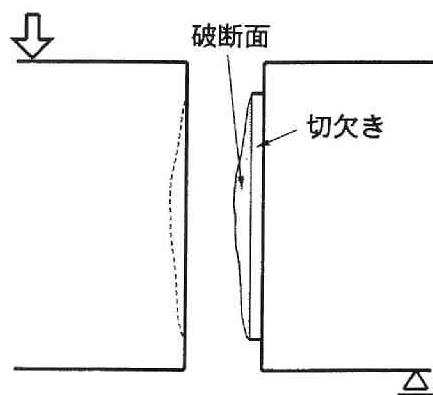


図 6.27: 供試体 C の破壊状況

## 7 結論

本研究は、コンクリートの引張応力下の破壊エネルギーや引張軟化曲線などの引張軟化特性を考慮する、いわゆる破壊力学的手法により、主としてコンクリートの引張破壊が全体の挙動を支配しているような部材の破壊性状について検討したものである。特に、ここでは以下の4項目について解析的、実験的な考察を行った。

- (1) コンクリートの引張軟化曲線の計測方法(第2章)
- (2) コンクリートの曲げ強度の寸法依存性(第3章)
- (3) 鋼繊維補強コンクリートの曲げ破壊性状(第4章)
- (4) 低鉄筋コンクリートはりの破壊性状(第5章)
- (5) 引張軟化を有限要素解析に組込んだ場合の問題点(第6章)

以下に、本研究で得られた成果を要約するとともに、今後に残された諸課題を指摘して本論文の結論とする。

第2章では、まず数値解析により、引張軟化曲線や破壊エネルギーといったコンクリートの引張軟化特性が供試体の全体の破壊挙動に対して大きな影響を与えることを示し、引張軟化特性を計測することの必要性を示した。そこで、すでに提案されている切欠きはり供試体の曲げ試験から引張軟化曲線を推定する方法をさらに改良した方法を提案した。さらに、この方法を高強度コンクリートや軽量コンクリート、材令の異なるコンクリート等に適用し、実験と数値解析を通して同方法の有効性を確認するとともに、各種コンクリートの曲げ強度等の破壊性状が異なる理由を、引張軟化曲線の違いをもとに説明した。なお、ここでは限られた寸法の供試体の実験結果と解析結果しか扱っておらず、今後、引張軟化曲線および破壊エネルギー自体の寸法依存性の有無、あるいはそのメカニズムを確認する必要があると考えられる。

第3章では、引張軟化特性を考慮することにより、コンクリートの曲げ強度の寸法依存性を解析により再現できることを確認し、パラメトリックな数値解析により、寸法依存性を含んだ曲げ強度の推定式を提案した。また、高さ(5cm, 10cm, 20cm, 30cm, 40cm)が異なるはり供試体の3等分点曲げ載荷試験を行い、この提案式が有効であることを実験的に確認した。さらに、曲げを受ける鉄筋コンクリートはりの解析によく用いられる切断法に引張軟化特性を組み込み、無筋コンクリートはりの荷重-変形関係を簡単に推定する方法を提案した。なお、ここでは曲げ強度の寸法依存性の原因のうち、引張軟化特性を考慮することにより説明できる部分のみを検討したものであり、今後、その他の原因、すなわち強度の確率分布、乾燥収縮、あるいは材料分離等の要因がどの程度影響するかを定量的に評価する研究が必要と考えられる。

第4章では、鋼繊維を1%混入した鋼繊維補強コンクリートを対象として、寸法を変化させたはり供試体の曲げ載荷試験を行い、曲げ強度の寸法依存性や荷重-変

位曲線の形状について、数値解析を併用して検討した。その結果、鋼繊維補強コンクリートの引張軟化曲線が、マトリックスの抵抗による部分と繊維補強の効果による部分からなることを示し、これらに対してはりの荷重－変位曲線には2つのピークが現れることが実験ならびに解析により明かにした。また、はり高さが大きくなるにつれて繊維補強の効果が大きくなり、はり高さの増大にともなう曲げ強度の低下が、普通コンクリートの場合に比べて小さいことを示した。以上のことより、鋼繊維補強コンクリートの引張や曲げに対する性能を評価するためパラメータとして引張軟化曲線が有効なこと、ならびに鋼繊維補強コンクリートの曲げ破壊性状を検討する上で引張軟化曲線を組込んだ破壊力学的手法が有用であることを示した。

第5章では、引張鉄筋比が0.1%前後の、いわゆる低鉄筋コンクリートはりの曲げ破壊性状について検討した。鉄筋降伏後の最大耐力に比べひびわれ耐力の方が大きいはり供試体では、目視ひびわれは1本しか発生せず、ひびわれ発生直後に急激に荷重が低下し、小さな変形で鉄筋が破断することが実験的に確認された。また、このようなはり供試体では、目視ひびわれ以外に曲げによる複数の微細なひびわれが生じている可能性のあることが、ひずみゲージによる計測結果から判明した。さらに、低鉄筋コンクリートはりのひびわれ発生耐力および降伏耐力を算定する場合、コンクリートの引張軟化を考慮する必要があることを示した。

第6章では、コンクリートの有限要素解析において分布ひびわれモデルに引張軟化を組込んだ解析を行い、その際に生じる問題点について検討した。まず、ひびわれが1要素列に局所化して発生・進展すると仮定して解析すれば、本研究で用いた分布ひびわれモデルは仮想ひびわれモデル(離散ひびわれモデル)による解析結果と一致することを確認した。続いて、3等分点曲げ載荷を受ける切欠きのないコンクリートはりの等モーメント区間でひびわれが発生・進展する現象を解析する場合、ひびわれが分散して発生することを許すかあるいは局所化させるかのいずれかで、部材全体の挙動が異なることを示した。また、分布ひびわれモデルに引張軟化を組込んだ場合に、ひびわれの方向と要素分割の方向との関係によりストレスロッキングの問題が生じることを示した。

無筋コンクリートにおいてひびわれが発生・進展する現象については、ひびわれは当然一ヶ所に局所化するものとして、これまでは実験的にはあまり問題にされてこなかった。また、鉄筋コンクリートの場合には適当量の鉄筋が配置されていればひびわれが分散して発生するため、一般的には解析においても、ひびわれが分散することを前提としてモデルが構築され、ひびわれの分散・局所化といったことは特に問題にされてこなかった。しかしながら、この問題は実際に数値解析を行う場合には必ず直面する問題であり、より信頼性の高い解析を行うためには、破壊の分散と局所化を合理的に再現できるモデルおよび数値解析法の開発が今後望まれる。さらに、実験においても、ひびわれの分散・局所化についてのより詳細なデータの蓄積が望まれる。

分布ひびわれモデルに引張軟化を組込んでひびわれの進展挙動を解析する場合、ストレスロッキングの影響あるいは解析結果が要素分割（特に、要素分割パターン）に依存性する可能性があり、このモデルを用いる場合には注意が必要である。したがって、現状では分布ひびわれモデルによる解析はあくまでも、第1次近似的なものとして考えるべきである。しかしながら、解析の簡便さに対して得られる結果の精度を考えると、捨て難いものがあり、今後のさらなる研究が望まれるところである。

# <謝辞>

本論文は、平成元年4月に筆者が岐阜大学工学部土木工学科に着任後現在に至るまでの4年間に行ってきた研究の成果をまとめたものである。

本論文をまとめる機会をお与えいただき、御厚情ある御指導、御鞭撻を賜りました京都大学 藤井 學教授に対して心より御礼申し上げます。また、本研究を実施するにあたり、終始御指導、御鞭撻を賜りました岐阜大学 小柳 洽教授、同 六郷恵哲教授、同 森本博昭助教授に心より感謝いたします。

特に、小柳先生、六郷先生には筆者が卒業論文のテーマとしてコンクリート工学を選んで以来現在に至るまで、学業、研究の御指導はもとより、公私にわたり始終御支援、御厚情をいただきました。重ねて、厚く御礼申し上げます。

また、本論文をまとめる段階において貴重な御助言をいただきました、京都大学 宮川豊章助教授に心より感謝いたします。

最後に大学院修了後6年間勤務しました清水建設株式会社技術研究所では、研究者として、また社会人として実に貴重な経験をさせていただきました。この場を借りて、当時お世話になりました同社ならびに同研究所の多くの方々に心より感謝いたします。



